VISIT…

LANZAROTE Caliente.COM

О. Г. ДЕНИСОВ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

(С ЭЛЕМЕНТАМИ ГРУНТОВЕДЕНИЯ И МЕХАНИКИ ГРУНТОВ)

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования РСФСР в качестве учебного пособия для студентов строительных вузов и факультетов

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШАЯ ШКОЛА»
Москва — 1968



УДК 624.15

О. Г. Денисов. Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий (с элементами грунтоведения и механики грунтов). Изд-во «Высшая школа», 1968 г.

Книга написана применительно к программе курса «Механика грунтов, основания и фундаменты» по специальности «Промышленное и гражданское строительство». В ней содержатся основные положения грунтоведения, механики грунтов, приводятся исследования грунтов, рассматриваются естественные и искусственные основания, дается расчет фундаментов при статических и динамических нагрузках, а также рассматривается строительство зданий и сооружений в особых грунтовых условиях и другие вопросы.

Книга предназначается в качестве учебного пособия для студентов заочных и очных инженерно-строительных вузов и факультетов и может быть использована инженерами-проектировщиками.

208 иллюстраций, 54 таблицы, 93 библиографии.

3—2—6
113—68

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие «Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий с элементами грунтоведения и механики грунтов» написано в соответствии с программой для специальности «Промышленное и гражданское строительство».

В книге на современном материале приведены основные теоретические положения грунтоведения, исследования грунтов, элементы механики грунтов, необходимые для полного усвоения курса, а также даны расчеты естественных и искусственных оснований.

Кроме этого, подробно рассматриваются фундаменты при статических и динамических нагрузках, строительство зданий и сооружений в особых грунтовых условиях, проектирование и методы возведения оснований и фундаментов и другие вопросы, связанные с фундаментостроением.

Пособие рассчитано для студентов строительных вузов и факультетов, а также может быть полезным и для инженерно-технических работников.

Автор выражает глубокую благодарность рецензентам: коллективу кафедры оснований и фундаментов Ленинградского инженерно-строительного института (зав. кафедрой докт. техн. наук проф. Б. И. Далматов), коллективу кафедры оснований, фундаментов и инженерной геологии Горь-

ковского инженерно-строительного института (зав. кафедрой канд. техн. наук доц. Финаев И. В.), канд. техн. наук Л. М. Пешковскому.

Автор благодарен также за сделанные ценные замечания по рукописи чл.-корр. АН СССР докт. техн. наук проф. Цытовичу Н. А. и сотрудникам его кафедры, зав. кафедрой Новосибирского инженерно-строительного института докт. техн. наук проф. Силенко А. В. и сотрудникам его кафедры, а также коллективу кафедры оснований и фундаментов Куйбышевского инженерно-строительного института.

Все отзывы, замечания и пожелания просим направлять по адресу: г. Куйбышев (обл.), Молодогвардейская, 194, Инженерно-строительный институт.

Всякое промышленное или гражданское сооружение имеет фундамент, опирающийся на основание.

Основанием сооружения называется грунт, несущий все нагрузки от сооружения как в строительный, так и в эксплуатационный период времени.

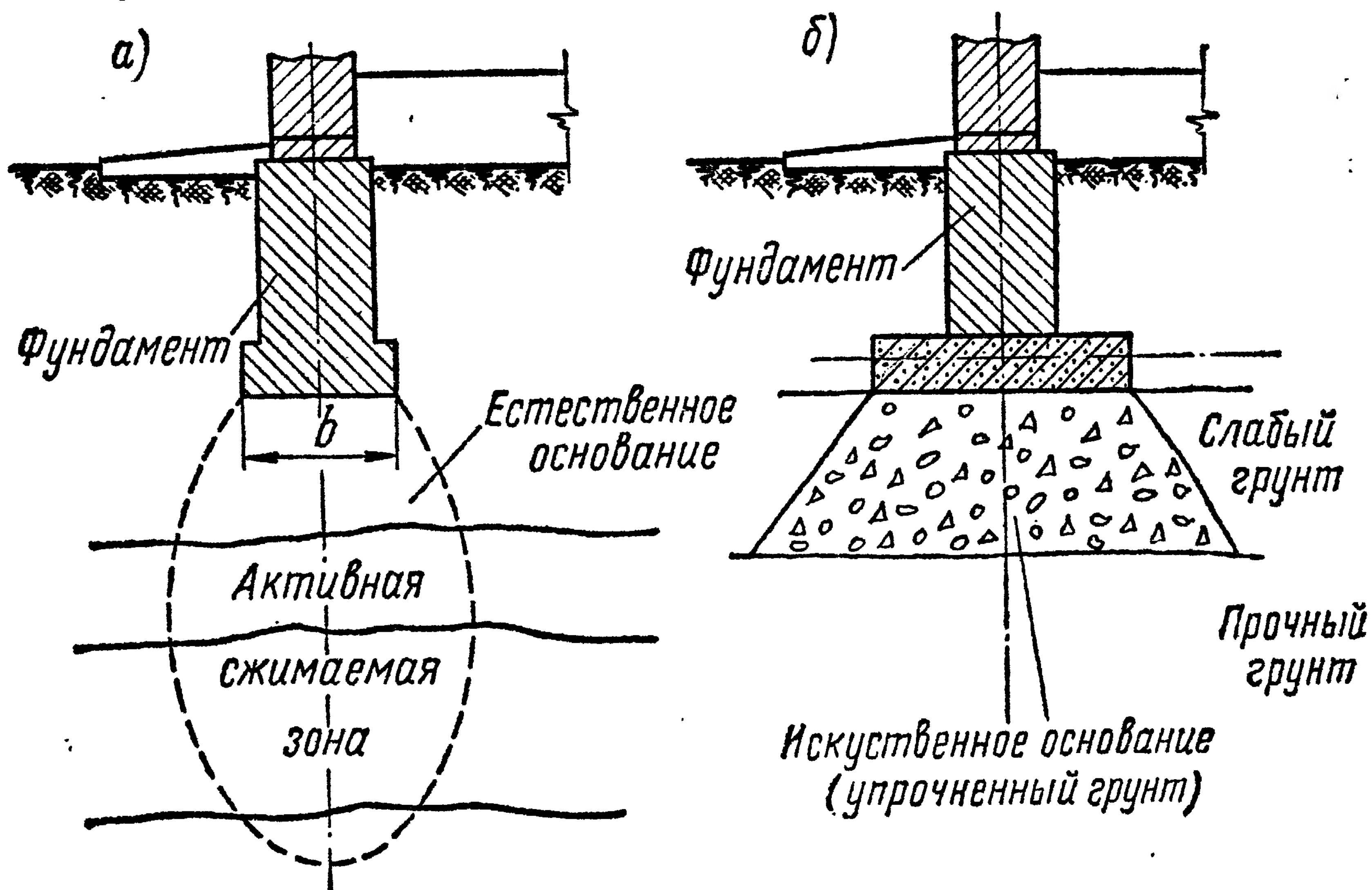


Рис. 1. Общий вид оснований и фундаментов:
а — естественное основание; *б* — искусственное основание

Основания могут быть естественными, если грунты обладают достаточной прочностью, устойчивостью, не дают недопустимых деформаций и не требуют специальных мероприятий для их укрепления, и искусственными, если грунты слабые и необходимо принять меры по их укреплению (рис. 1).

Сооружение оказывает влияние на основание в пределах некоторой области (активной зоны), размеры которой зависят от площади

подошвы фундамента, величины нагрузки и ряда других факторов.

Фундаментом называется конструктивная часть сооружения, которая располагается обычно ниже дневной поверхности земли и передает нагрузки от сооружения на основание. Фундамент должен рассматриваться в сочетании с основанием и с вышележащими конструкциями сооружения.

Одной из основных задач будущего инженера-строителя является тщательное и всестороннее изучение законов взаимодействия между грунтами основания и конструкциями фундаментов на основе достижений науки и техники фундаментостроения.

При проектировании оснований и фундаментов необходимо знать:

1) инженерно-геологические и гидрогеологические особенности строительной площадки, а также физические, физико-химические и механические свойства грунтов;

2) методы расчета оснований, их деформативность, прочность и устойчивость;

3) конструктивно-комплексную систему «сооружение — фундамент — основание», находящуюся в грунтовой и водной, в некоторых случаях агрессивной среде;

4) методы расчета и конструирования фундаментов со статическими и динамическими нагрузками;

5) методы производства работ по устройству оснований и фундаментов;

6) правила эксплуатации фундаментов сооружений.

Стоимость оснований и фундаментов в промышленных и гражданских зданиях колеблется в пределах от 6 до 12% стоимости всего здания. Если же проектируются сооружения типа плотин, шлюзов, мостовых устоев, башен, подпорных стен, резервуаров и других сооружений, то стоимость устройства фундамента и основания возрастает до 40—60%. Поэтому очень важно правильно выбрать основание, а также конструкцию и размеры фундамента.

Теоретические основы науки «Основания и фундаменты» в России были опубликованы путейским инженером Матвеем Степановичем Волковым в его двух работах: в 1835 г.— «Об исследованиях грунтов земли, производимых в строительном искусстве» и в 1840 г.— «Об основаниях каменных зданий».

В 1869 г. петербургским проф. В. М. Карловичем была опубликована работа «Основания и фундаменты», послужившая дальнейшим толчком в развитии данной науки.

В 1889 г. проф. В. И. Курдюмовым опубликован труд «О сопротивлении естественных оснований», где указывались особые пути науки о сопротивлении грунтов оснований в отличие от изучения обычных строительных конструкций. Он писал, что при разработке теории оснований необходимо обращать внимание на то обстоятельство, что условия, при которых работает материал в основании, и

способ его разрушения совершенно иные, чем в том случае, когда тот же материал работает в какой-либо части сооружения.

Проф. В. И. Курдюмов обращал внимание на то, что в элементах конструкций мы имеем дело с ограниченными размерами материала — со стержнями, кусками материала, в то время как основание представляет собой полупространство неограниченных размеров. Сам материал — грунт, заполняющий это полупространство,— обладает особыми свойствами. Грунт является продуктом длительных геологических процессов и носит на себе отпечаток генезиса — это естественно сложившееся тело. Протекающие при его образовании процессы отличаются медлительностью; искусственное ускорение и изменение этих процессов (например, сжатие) изменяют его свойства.

Эти положения, выдвинутые проф. В. И. Курдюмовым, были обобщены в его книге «Краткий курс оснований и фундаментов», изданной в 1894 г.

Большой вклад в разработку теории прочности сыпучих песчаных грунтов внес русский инженер Г. Е. Паукер, который в 1856 г. теоретически доказал, что можно строить сооружения не только на плотных глинистых и скальных грунтах, но и на песчаных основаниях.

В 1910 г. проф. С. И. Белзецким и другими были опубликованы исследования по устойчивости грунтов.

Но, несмотря на ценность вышеназванных работ, это были только начальные и отдельные представления о грунтах, которые положили предел интуитивному подходу к работе грунта.

Вопросами прочности и устойчивости грунтов занимались также исследователи за рубежом.

Все эти работы, как отечественных ученых, так и ученых за рубежом, послужили началом формирования новой отрасли науки — «Строительная механика грунтов» или просто «Механика грунтов».

В 1925 г. вышла в свет книга проф. К. Терцаги «Строительная механика грунтов», сыгравшая положительную роль в деле дальнейшего развития данной науки. Большой научный вклад внесли отечественные ученые: проф. Н. М. Герсеванов и его ученики Ю. М. Абелев, Д. Е. Польшин и др.; проф. Н. А. Цытович, а также Н. П. Пузыревский, П. А. Миняев, И. В. Яропольский, М. И. Горбунов-Посадов, К. Е. Егоров и многие другие, проводившие исследования оснований под нагрузкой.

В 1942 г. вышел труд чл.-корр. АН СССР проф. В. В. Соколовского «Статика сыпучей среды», в котором впервые решены многие вопросы устойчивости грунтов в свете теории предельного равновесия.

За границей, кроме К. Терцаги, проводили исследования по механике грунтов Ф. Шлейхер, Л. Прандтль, Рейсснер, Како, Г. Крей, Кейль, Казагранде и др.

В настоящее время механика грунтов дает теоретические основы для правильного подхода к проектированию оснований и фундаментов и является научным базисом для данной дисциплины.

Для объяснения физических и физико-химических явлений в грунтах ученые рассматривают законы физики, физической химии, в частности фильтрационные, капиллярные и коллоидные явления, и на их основе развивают теорию связности и деформативности грунтов. Появилось понятие о грунтовой массе, которое разработано Н. М. Герсевановым в его трудах «Динамика грунтовой массы» и «Теоретические основы динамики грунтовой массы и ее практические приложения», а также в трудах проф. К. Терцаги.

Проф. Н. М. Герсевановым, Г. И. Покровским, К. Терцаги достаточно подробно разработана капиллярная теория связности грунтов и на ее основе получены количественные характеристики для расчета оснований.

За последние годы советскими учеными даны общие решения плоской и пространственной задач уплотнения грунтов с учетом переменной проницаемости, наличия воздуха в порах грунта, деформации ползучести пленочной воды (проф. В. А. Флорин и др.); предложена строгая и точная теория предельного равновесия грунтов (В. В. Соколовский, В. Г. Березанцев и др.), с успехом применяемая для расчетов устойчивости грунтов в основаниях сооружений и откосах; разработаны практические методы расчета осадки сооружений на сжимаемых грунтах (В. А. Флорин, С. А. Роза, Н. А. Цытович).

Для решения большинства задач механики грунтов используются уравнения теории упругости и сопротивления материалов, так как с некоторыми допущениями грунт рассматривается как сплошное, изотропное, линейно деформируемое тело.

Большая часть грунтов представляет собой скопление мелких частиц, между которыми имеются поры. Во многих случаях последние заполнены водой, существенно влияющей на характер связей между частицами. Поэтому процессы, протекающие в грунтах под воздействием нагрузки, принципиально отличаются от процессов, протекающих в сплошных телах.

Физической химией разработаны основные проблемы поверхностных слоев коллоидных систем и влияние поверхностных адсорбционных слоев на свойства и поведение коллоидных дисперсных систем. Академиком П. А. Ребиндером изучаются механические свойства коллоидных систем.

Работы академиков Дерягина и Ребиндера дали новое направление в изучении поверхностных явлений с учетом «расклинивающего давления воды», которое проявляется в тонких слоях жидкости, и показали его значение для грунтовых коллоидных систем.

Учитывая то обстоятельство, что грунты являются полидисперсными системами с тонкой фракцией типа коллоидных частиц, можно констатировать, что эти достижения советской физико-химии начинают находить отражение в изучении протекающих в грунтах процессов, обусловливающих изменение их физико-механических свойств, и поведения под нагрузкой. В частности, законами коллоидной

химии объясняется основной вопрос механики грунтов — природа деформаций и связности глинистых грунтов, осадка сооружений. Это доказано, например, доктором геолого-минералогических наук проф. Н. Я. Денисовым при оценке просадочных свойств лёссовых грунтов и создании теории связности глинистых грунтов.

За последнее время с помощью изотопов изучают плотность грунтов и другие их физико-технические свойства.

Механика грунтов изучает три основных вопроса: а) прочность основания; б) осадку сооружений; в) устойчивость естественных оснований и располагающихся на них сооружений.

В СССР созданы специализированные научно-исследовательские институты фундаментостроения и гидротехники, а также лаборатории по исследованию грунтов с современным оборудованием.

При исследовании грунтов необходимо отбирать их образцы с ненарушенной структурой для определения компрессионных свойств, модуля деформации, коэффициента сжимаемости и других механических характеристик.

На основе теоретических и экспериментальных исследований в СССР разработаны нормы проектирования естественных оснований промышленных и гражданских зданий и сооружений, которые периодически перерабатываются.

Значительное место в курсе «Основания и фундаменты» уделяется методам и приемам проектирования и расчета фундаментов промышленных и гражданских зданий.

При конструировании фундаментов проектировщик должен учитывать ряд специфических факторов: инженерно-геологические особенности грунтов, их промерзаемость, агрессивное воздействие грунтовой или поверхностной воды на материал фундамента. Совершенно необходимо также принимать во внимание производственные особенности возведения фундаментов.

Иногда приходится применять искусственные основания. От правильного выбора системы основания зависит экономичность сооружения и его устойчивость.

Фундаменты могут передавать не только статические, но и динамические нагрузки. Проф. Н. П. Павлюк разработал теорию расчета таких фундаментов. Развитием этой теории занимались докт. техн. наук проф. Д. Д. Баркан («Динамика оснований и фундаментов»), докт. техн. наук О. А. Савинов и др. В СССР составлены «Технические условия по проектированию фундаментов под машины с динамическими нагрузками» (СН 18—58), которые обобщают накопленный опыт работы в производственных условиях и теоретические исследования.

Так как районы с вечномерзлыми грунтами занимают до 40% всей территории Советского Союза, в нашей стране вопросу освоения этих районов придается большое значение. При Академии Наук СССР организован институт мерзлотоведения, который занимается

исследованиями механики мерзлых грунтов. Имеются также технические условия проектирования оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах (СН 91—60).

Большая территория в СССР занята лёссовидными просадочными грунтами, которые обладают свойством сильно деформироваться и давать просадки при замачивании, поэтому строительство на лёссовых грунтах требует особо тщательного подхода к проектированию и строительству на них. Нормами и техническими условиями допускаются только незначительные и равномерные осадки.

В СССР проводится большая научно-исследовательская работа по определению свойств просадочных грунтов и возведению сооружений на них. Достаточно указать на работы проф. Н. Я. Денисова «О природе просадочных явлений в лёссовых суглинках», проф. Ю. М. Абелева «Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах» и др.

Проф. Н. Я. Денисов в 1943 г. разработал новую теорию связности глинистых грунтов на основании законов коллоидной и физической химии. В настоящее время имеются разработанные канд. техн. наук Д. Е. Польшиным основы механики илистых грунтов.

Наука в области механики грунтов и оснований и фундаментов продолжает развиваться и совершенствоваться на базе научного метода материалистической диалектики.

Грандиозные задачи строительства, которые стоят перед советским народом, заставляют решать часто весьма сложные и большие по объему вопросы в области фундаментостроения.

Технический прогресс в области фундаментостроения неотделим от общего процесса развития всего социалистического производства и прогрессивной науки в других странах. В соответствии с этим могут быть намечены следующие основные его направления на современном этапе:

1) коренное усовершенствование организации и технологии выполнения работ;

2) широкое внедрение сборного железобетона и крупных бетонных блоков;

3) внедрение комплексной механизации фундаментостроительных работ;

4) внедрение новых, более совершенных технических решений по устройству фундаментов и оснований (глубинные сваи, вибро-оболочки, химическое закрепление грунтов и т. д.);

5) разработка и внедрение в практику проектирования новых методов расчета.

Дальнейшее разрешение поставленных задач поможет сэкономить значительные средства и ускорить строительство надежных долговечных сооружений.

РАЗДЕЛ I

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

Глава 1

ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

В настоящее время ни одно строительство не производится без предварительного исследования физических свойств грунтов, служащих основанием для промышленных и гражданских зданий и сооружений.

К числу физических свойств, характеризующих грунты как основания зданий и сооружений и дающих возможность определить номенклатуру (наименование) грунтов, относятся:

1) для крупнообломочных грунтов — гранулометрический состав;

2) для песчаных грунтов — гранулометрический состав, пористость и коэффициент пористости, объемный вес и удельный вес, влажность и степень влажности, плотность и степень плотности;

3) для глинистых грунтов — пластичность, консистенция и все вышеуказанные свойства, кроме плотности.

Для некоторых видов грунтов необходимо знать капиллярность, коэффициент фильтрации, структуру и связность.

Все эти характеристики можно определить в лаборатории (или в полевых условиях) с помощью специальных приборов.

Расчетные показатели (пористость, степень пористости, плотность и др.) можно определить по формулам.

Для определения полного комплекса физических свойств используются образцы с ненарушенной структурой в виде монолитов размерами $15 \times 15 \times 15$ *см*.

Состав, структура и связность грунтов. Грунты являются продуктом механического, химического, физико-химического и биохимического процессов, происходящих в коре выветривания.

В условиях естественного залегания грунты представляют собой сложную систему твердых, жидких и газообразных компонентов. Твердые частицы состоят из первичных (кварц, полевые шпаты,

слюды, магниево-железистые соли, кремниевые кислоты, кальцит, доломит и др.) и вторичных минералов (каолинит, монтмориллонит, окислы и гидраты окислов алюминия и железа, кремнезем и др.), а также из органической части грунтовых частиц (гумуса, торфа, иловатых частиц и др.).

Во всех грунтах, кроме скальных, твердые частицы представляют собой систему минеральных зерен величиной от нескольких сантиметров до мельчайших частиц, измеряемых сотыми и тысячными долями миллиметра.

Основными составляющими большинства грунтов являются: в песках — зерна округлой или неправильной формы с той или иной степенью угловатости с примесью некоторого количества гибких упругих листочков слюды, хлоритов и других минералов; в глинах — листоватые чрезвычайно мелкие частицы, гибкие и упругие (каолинит) и губчатые скопления мельчайших частиц (коагели) с примесью пылеватых и песчаных частиц. Вода и воздух заполняют пространство между минеральными частицами.

Грунт может состоять из двух компонентов или фаз (твердые частицы+вода, твердые частицы+воздух) и из трех компонентов (твердые частицы+вода+воздух).

Под структурой грунтов подразумевается их состояние, определяемое величиной, формой и характером поверхности слагающих породу элементов; взаимным расположением и соотношением тех же элементов; наличием и характером внутренних связей между твердыми частицами.

Структура грунта формируется в процессе отложения минеральных частиц и в условиях их дальнейшего существования.

При сочетании отдельных частичек между собой создается микроструктура грунта.

Если же в грунте рассматривается строение и сочетание агрегатов элементарных частиц, то это сочетание называется макроструктурой. Большинство физических и механических свойств грунтов связано с их структурой. Поэтому изучение макроструктуры и микроструктуры представляет собой основную задачу грунтоведения.

Для строительных целей необходимо выделить следующие виды структур грунтов:

1. Зернистая структура (рыхлая и плотная), формирующаяся при образовании осадка песчаных частиц.

2. Сотообразная (губчатая), образующаяся при формировании пылевато-глинистых частиц осадка с адсорбированной водной пленкой на частицах грунта.

3. Хлопьевидная структура грунта, образующаяся при формировании грунтового массива из частиц коллоидного размера.

Так как природные грунты почти всегда имеют сочетание вышеуказанных фракций, то в естественных грунтовых массивах структура будет иметь более сложный вид.

Названные структуры грунтов обусловлены связностью частиц грунтового тела между собой. По характеру связности грунты можно разделить на три группы: 1) грунты с жесткой связью между частицами (скальные, полускальные); 2) грунты со связью водно-коллоидного типа (глинистые, илистые, торфяные); 3) грунты, у которых отсутствует связь между частицами (пески, гравий, щебень и др.).

В настоящее время в строительном грунтоведении и механике грунтов распространена физико-химическая теория связности грунтов.

По этой теории сцепление, а значит и характер связности, разделяются на два вида: сцепление первичное и сцепление упрочнения.

Первичное сцепление возникает под воздействием между частичками грунта молекулярных ван-дер-ваальсовских сил, зависит от характера частиц, расстояния между ними и возрастает вместе со сближением частиц и увеличением числа их контактов, а также площади контактов.

Сцепление упрочнения возникает без изменения плотности грунтового осадка и отображает влияние среды, окружавшей или окружающей частицы грунта.

В природе сцепления имеют решающее значение коллоидные частицы, которые могут адсорбироваться на поверхности более крупных частиц, в результате чего создаются пленки-гели, способные также к взаимному прилипанию — коагуляции. Пленки-гели, гидратированные водой, при коагуляции между собой создают структурный каркас породы. При этом коллоидные частицы соприкасаются своей поверхностью, а частицы более крупных размеров связываются между собой при помощи покрывающих их гидратированных пленок-гелей.

На основе физико-химической теории связности можно предположить, что глинистый грунт имеет три вида связей:

1) кристаллические связи, возникающие в результате соединения частиц общей кристаллической структурой;

2) кристаллизационные связи, возникающие под влиянием кристаллизации растворенных веществ;

3) связи от аморфного водно-коллоидного комплекса грунта.

Гранулометрический и минералогический состав. Мелкозернистые грунты, обладающие развитой поверхностью раздела, представляют собой дисперсные системы. В этих системах дисперсной фазой являются твердые частички грунта, а дисперсионной средой — вода или воздух, заполняющие промежутки (поры) между частицами грунта.

Естественные грунты состоят из частиц различной формы и величины и относятся к полидисперсным системам. Свойства полидисперсных систем весьма сложны, так как они суммируют свойства входящих в них частиц различной крупности. Особенно значительное влияние оказывает наличие в них коллоидных и тонкодисперсных

частиц. Поэтому крайне важно знать количество частиц в грунте различной крупности.

Относительное содержание в грунте частиц различной крупности, выраженное в процентах от общего веса абсолютно сухого грунта, называется *гранулометрическим составом грунта.*

Гранулометрический состав является одной из важнейших характеристик, определяющих физические свойства грунта и его поведение под нагрузкой. Для суждения о гранулометрическом составе необходимо твердую фазу грунта разделить на отдельные зерна (гранулы) или гранулометрические фракции, каждая из которых включает все частицы между установленными для данной фракции минимальными и максимальными размерами.

Имеется несколько методов определения гранулометрического состава грунтов: просеивание на ситах — для песчано-гравелистых грунтов; метод проф. Сабанина А. Н.— для пылеватых, иловатых и глинистых грунтов; пипеточный метод проф. Робинзона Г. В.— для пылеватых и глинистых грунтов; полевой метод проф. Рутковского С. И. и ареометрический метод — для песчаных, пылеватых и глинистых грунтов.

По гранулометрическому составу грунтов составлена их классификация, которая дает представление о качественно отличных компонентах гранулометрического состава (песок, пыль, глина), о фильтрационной способности грунта и в некоторой степени о главнейших физических его свойствах.

Свойства песчаных, глинистых и других дисперсных грунтов определяются не только их гранулометрическим, но и минералогическим составом, который является одним из важных факторов, определяющих физико-механические свойства грунтов.

Удельным весом называется вес 1 *см*³ частиц скелета грунта в абсолютно плотном состоянии, выраженный в граммах, или отношение твердой части грунта, высушенного при 378° К (105° С) до постоянного веса, к объему вытесненной частицей грунта жидкости.

Определяется удельный вес в пикнометре емкостью 100 *см*³.

Для грунтов, содержащих нерастворимые частицы, при определении удельного веса применяют дистиллированную воду; для грунтов с растворимыми в воде солями (солончаки, грунты морского происхождения), а также с активными коллоидами (жирные глины) воду заменяют нейтральной жидкостью (керосин, бензин, бензол, толуол и др.).

Для большинства грунтов удельный вес колеблется в пределах от 2,66 до 2,75 *Г/см*³ (песок—2,66, супеси —2,70, суглинки —2,71, глины —2,75, лёсс —2,65, лёссовидные суглинки —2,68).

Объемным весом называется вес одной кубической единицы грунта вместе с воздухом и водой, находящимися в его порах.

Следует различать объемный вес грунта, высушенного при температуре 110° С (вес скелета грунта), и объемный вес грунта в его природном состоянии.

Объемный вес определяется в лаборатории или в полевых условиях непосредственным измерением (оструктуренные и связные грунты, из которых можно вырезать монолит правильной формы — глины, суглинки, скала), режущим кольцом (глина, лёсс, суглинки, супеси и пески в их естественном состоянии), парафинированием (связные грунты с включением щебня, гравия и т. п., из которых невозможно вырезать образец грунта правильной формы), в мензурках, объемомерами, с помощью радиоактивного кобальта.

Объемный вес определяют по формуле

$$\gamma_0 = \frac{g_1}{v} \ \textit{Г/см}^3, \ \textit{Т/м}^3,$$

где g_1— вес образца грунта, *Г*;

v — объем образца грунта, *см*³.

При наличии некоторых других физических характеристик грунта (пористости, удельного веса и влажности) объемный вес сухого грунта (скелета) можно определять по формулам

$$\gamma_{\text{сух}} = \gamma_{\text{у}}(1 - n) \qquad (1\text{а})$$

или

$$\gamma_{\text{сух}} = \frac{\gamma_0}{1 + W}, \qquad (1\text{б})$$

где $\gamma_{\text{у}}$ — удельный вес, *Г/см*³;

n — пористость в долях единицы;

W — влажность грунта в долях единицы;

γ_0 — объемный вес грунта ненарушенной структуры, *Г/см*³.

Объемный вес можно определить для грунтов, находящихся в трех естественных состояниях:

1) грунт влажный, но не насыщенный водой:

$$\gamma_0 = \gamma_{\text{сух}}(1 + 0{,}01W);$$

2) грунт, насыщенный водой, но не взвешенный в ней:

$$\gamma_{\text{нас}} = \gamma_{\text{у}}(1 - n) + \gamma_{\text{у}}^{\text{в}} n; \qquad (2)$$

3) грунт, насыщенный водой и взвешенный в ней:

$$\nu_{\text{взв}} = (\gamma_{\text{у}} - 1)(1 - n) = \frac{\gamma_{\text{у}} - 1}{1 + \varepsilon}, \qquad (3)$$

где $\gamma_{\text{у}}^{\text{в}}$— удельный вес воды, практически равный единице;

ε — коэффициент пористости грунта.

Объемный вес грунта в естественном состоянии можно найти с помощью радиоактивного кобальта; этот способ основан на поглощении грунтом гамма-излучений радиоактивного кобальта. Для просвечивания слоя грунта устраиваются две вертикальные скважины с обсадными трубами диаметром 40 *мм* на расстоянии друг от друга 500 *мм*. В одну трубу опускается контейнер с источником

радиоактивного излучения, а в другую — счетчик гамма-квант, присоединенный к регистру импульсов.

Работа по определению объемного веса заключается в нахождении фона космического излучения и в определении количества импульсов в воздухе и грунте. С помощью этих трех величин, подсчета разности двух последних и табличных коэффициентов находят объемный вес грунта [36]. Этим способом можно довольно точно определять объемный вес естественной структуры грунта.

Виды воды в грунте, влажность и степень влажности. Вода в грунте может находиться в трех физических состояниях: твердом, жидком и газообразном. При этом вода постоянно физически и химически взаимодействует с минеральными и органическими частицами грунта.

При определении естественной влажности грунта имеется в виду такая вода, которая не вступила в физико-химическое взаимодействие с поверхностью грунтовых частиц. В основном это будет гравитационная, частично капиллярная вода, пленочная и гигроскопическая влага.

Влажность может быть весовой и объемной. Под весовой влажностью грунта подразумевается весовое количество воды, удаляемое из пор грунта высушиванием при температуре 378° К (105° С), отнесенное к весу сухого грунта и выраженное в процентах или в долях единицы, т. е.

$$W = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_2} \cdot 100\%, \tag{4а}$$

$$W = \frac{\gamma_0 - \gamma_c}{\gamma_c}, \tag{4б}$$

где Q_1 — вес влажного грунта, *Г*;

Q_2 — вес высушенного грунта при температуре 378° К (105° С), *Г*.

Q_2 определяется в лаборатории взвешиванием после высушивания образца в сушильном шкафу в течение 7—8 *ч*.

Полная влагоемкость грунта определяется по формуле

$$W_п = \frac{n}{\gamma_у (1-n)}. \tag{4в}$$

В последние годы появились методы определения влажности с помощью радиоактивных изотопов и постоянного электрического тока. Первый метод достаточного распространения в практике пока еще не получил; другой же находит применение в исследовании грунтов естественных оснований.

Влажность песчаных и супесчаных грунтов определяется с помощью высокочастотного влагомера (ВЧ-1) [69] и вилки-зонда длиной 70 *мм*, диаметром 10 *мм* и расстоянием между осями вилок 40 *мм*. Соединение вилки-зонда, опущенной в исследуемый грунт, с измерительным прибором осуществляется с помощью телевизион-

ного кабеля. Влажность грунта на этом приборе определяется в течение 1—2 *мин.*

При оценке грунта для строительных целей важно знать не абсолютную величину их влажности, а степень влажности, т. е. степень заполнения пор водой. Степень влажности характеризуется коэффициентом G, который равен

$$G=\frac{W}{W_{п}} \quad \text{или} \quad G=\frac{W\gamma_{у}(1-n)}{n}=\frac{\gamma W}{\varepsilon\gamma_{у}^{в}}. \qquad (5)$$

Согласно СНиПу песчаные грунты делятся на маловлажные ($G\leqslant0{,}5$), влажные ($0{,}5<G\leqslant0{,}8$) и насыщенные водой ($G>0{,}8$).

Пористость и плотность. Отношение объема пор в грунте ко всему объему, занимаемому грунтом, называется *пористостью грунта* и выражается обычно в процентах, т. е.

$$n=\frac{v_{п}}{v}\cdot100\%,$$

где $v_{п}$ — объем пор, *см*³;

v — полный объем образца грунта, *см*³.

Для сухих песчаных грунтов пористость можно определить по формуле

$$n=\frac{\gamma_{у}-\gamma_{сух}}{\gamma_{у}}\cdot100=\left(1-\frac{\gamma_{сух}}{\gamma_{у}}\right)100\%. \qquad (6а)$$

Пористость грунта в его естественном состоянии можно выразить через объемный вес ненасыщенного водой грунта и через влажность в естественном состоянии:

$$n=\left[1-\frac{\gamma_{0}}{\gamma_{у}(1+0{,}01W)}\right]\cdot100\%. \qquad (6б)$$

Пористость зернистых и обломочных несцементированных пород (пески, галечники, гравий и др.) зависит от наличия промежутков между зернами породы.

Поры в глинистых породах располагаются между агрегатными зернами (макропоры$>$1 *мм*) или находятся внутри агрегатных зерен (микропоры$<$1 *мм*).

По вышеприведенным формулам определяется пористость фактическая, если грунт не обладает набухаемостью. Для набухающих глинистых грунтов эти формулы дают геометрическую пористость, которая превышает фактическую.

Фактическую пористость грунтов, содержащих активные коллоиды, можно определить по формуле

$$n_{ф}=n-W_{м}\gamma_{сух}\cdot100\%=n-\frac{\gamma_{0}}{1+0{,}01W}W_{м}\cdot100\%, \qquad (6в)$$

где $W_{м}$ — максимальная молекулярная влагоемкость, %;

$\gamma_{сух}$ — объемный вес скелета грунта, *Г/см*³.

Часто пористость грунта характеризуется отношением объема пор к объему, занимаемому только грунтовыми частицами. Это отношение называется коэффициентом пористости, или приведенной пористостью, т. е.

$$\varepsilon = \frac{n}{100 - n} = \frac{\gamma_у - \gamma_{сух}}{\gamma_{сух}}. \qquad (7а)$$

Коэффициент пористости можно определить и по формуле

$$\varepsilon = \frac{\gamma_у (1 + 0{,}01 W)}{\gamma_0} - 1. \qquad (7б)$$

Коэффициент пористости является весьма важной величиной для определения сжимаемости грунта и величины осадки сооружений.

Количество пор в макропористом грунте определяется исходя из следующих соображений.

Если из массива макропористого грунта в его природном состоянии выделить куб с гранью, равной единице, то объем куба раскладывается на следующие составные элементы:

а) объем, занимаемый скелетом грунта в абсолютно плотном состоянии,— A;

б) объем, занимаемый микропорами, —B_1;

в) объем, занимаемый макропорами, —C.

Общий объем пор будет равен $B = B_1 + C$.

Коэффициент пористости в этом случае равен $\varepsilon = \frac{B}{A} = \frac{B_1 + C}{A}$.

Отношение $\frac{B}{A}$ называется коэффициентом нормальной пористости, а отношение $\frac{C}{A}$ — коэффициентом макропористости ($\varepsilon_м$).

Коэффициент макропористости может быть вычислен по формуле

$$\varepsilon_м = \varepsilon_p - \varepsilon'_p, \qquad (7в)$$

где ε_p — коэффициент пористости образца грунта под нагрузкой p *кГ/см*^{2} с нарушенной структурой и влажностью, соответствующей нормальной влажности в природном состоянии;

ε'_p — коэффициент пористости того же образца после искусственного увлажнения его путем пропуска воды через образец сверху вниз при том же давлении p *кГ/см*^{2}.

Для песчаных грунтов при оценке их как оснований для сооружений первостепенное значение имеет величина плотности, характеризующаяся пористостью или коэффициентом пористости.

Нормы делят песчаные грунты по степени плотности с учетом коэффициента пористости на три группы согласно табл. 1.

В настоящее время разработаны и рекомендуются к массовому внедрению следующие методы исследования плотности песчаных грунтов: предварительное замораживание водонасыщенного пес-

Таблица 1

Виды песчаных грунтов	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$\varepsilon<0{,}55$	$0{,}55\leqslant\varepsilon\leqslant0{,}70$	$\varepsilon>0{,}70$
Мелкие	$\varepsilon<0{,}60$	$0{,}60\leqslant\varepsilon\leqslant0{,}75$	$\varepsilon>0{,}75$
Пылеватые	$\varepsilon<0{,}60$	$0{,}60\leqslant\varepsilon\leqslant0{,}80$	$\varepsilon>0{,}80$

чаного грунта, забивка специального зонда в грунт, применение радиоактивных изотопов и электрический метод.

Исследования плотности песков динамическим зондированием проводятся в полевых условиях с помощью зонда с коническим наконечником диаметром 74 *мм* и углом заострения при вершине 60°. Стержень зонда имеет диаметр 50 *мм*; забивка производится молотом весом 60—100 *кГ* при высоте падения 0,8 *м* с помощью специальной копровой установки или автокрана.

Сопротивление песка при забивке зонда оценивается числом ударов молота N на 1 *дм* погружения зонда (табл. 2).

Таблица 2

Плотность сложения песка	Объемный вес, $Г/см^3$	Число ударов молота N на 1 *дм* погружения зонда	
		Естественное сложение	Насыпь
Рыхлый	1,52	5—7	2
Средней плотности	1,52÷1,65	(5—7) ÷ (12—15)	2—6
Плотный	1,63	12—15	6

Величину N можно определить из отношения

$$N=\frac{S}{\Delta S},$$

где ΔS— действительное погружение зонда от одного залога, *дм*.

В каждом залоге должно быть 5 или 10 ударов. При исследовании грунтов на глубине более 10 *м* опускание зонда производится вдавливанием.

Определение плотности сложения песчаных грунтов производится по величине удельного динамического сопротивления площади основания конуса σ по формуле

$$\sigma=\frac{R}{F}\ кГ/см^2,$$

где R — динамическое сопротивление, определяемое по формуле

$$R=\frac{n_0F}{2}+\sqrt{\left(\frac{n_0F}{2}\right)^2+\frac{K}{S}\left(n_0FQH\,\frac{Q+e^2q}{Q+q}\right)}; \qquad (8)$$

F — площадь основания конуса (43 *см*²);
Q — вес молота, *кГ*;
q — вес зонда, *кГ*;
H — высота падения молота, *см*;
K — количество ударов в залоге;
S — осадка зонда от этого залога, *см*;
n_0 — коэффициент, равный 22 *кГ/см*²;
e^2 — 0,3 *кГ/см*².

После определения σ, пользуясь табл. 3, находят коэффициент пористости, а затем и плотность песка.

Контроль за плотностью в теле искусственных земляных сооружений ведется с помощью радиоактивной вилки; для натурных наблюдений за стабилизацией осадки во времени в теле земляной плотины применяется прибор «радиоактивная марка».

Пластичность и консистенция. Под пластичностью грунта понимают способность его изменять форму без разрывов под воздействием внешних сил и принимать первоначальную форму после удаления нагрузок. Пластичность грунтов зависит от содержания в нем связной воды, минералогического состава, дисперсности и состава обменных катионов. Она проявляется лишь в определенном диапазоне влажности, при котором грунт теряет присущую ему прочность в сухом состоянии и в то же время не достигает еще состояния текучести.

Границей текучести $W_т$ называется величина влажности, выраженная в процентах, при незначительном превышении которой грунт переходит в текучее состояние. Границей раскатывания $W_р$ называется влажность, при незначительном уменьшении которой грунт теряет способность раскатываться в проволочку диаметром 3 *мм*. В интервале этих влажностей грунт находится в пластичном состоянии. Пределы пластичности $W_т$ и $W_р$ определяются в лабораторных условиях. Методика этих испытаний подробно описана в специальных руководствах [37, 55, 13].

Число пластичности определяется по разности влажностей $W_т$ и $W_р$:

$$W_п=W_т-W_р. \qquad (9)$$

Согласно СНиПу глинистые грунты по числу пластичности называются супесями при $1\leqslant W_п\leqslant 7$; суглинками при $7<W_п\leqslant 17$; глинами при $W_п>17$.

Коллоиды грунта при изменении количества впитываемой ими воды меняют их связывающую способность. При этом грунт приобретает различную консистенцию, т. е. различные формы естественного состояния.

Таблица 3

Характеристика песка	S_1 и ε	Удельное динамическое сопротивление основания конуса σ, кГ/см²															
		42	40	38	36	34	32	30	28	27	26	25	24	22	20	18	16
Крупные	S_1	—	0,75	0,8	0,9	0,98	1,05	1,12	1,25	—	1,38	—	1,58	1,84	2,12	—	—
Средней крупности	ε	—	0,55	0,56	0,57	0,58	0,59	0,60	0,61	—	0,62	—	0,63	0,64	0,65	—	—
Мелкие	S_1	—	—	—	0,9	0,98	1,05	1,12	1,25	—	1,38	—	1,58	1,84	2,12	2,46	2,94
	ε	—	—	—	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	—	0,65	—	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70
Пылеватые	S_1	0,72	0,78	0,80	0,90	0,98	1,05	1,12	1,25	1,32	1,38	1,42	—	—	—	—	—
	ε	0,60	0,62	0,66	0,68	0,70	0,72	0,74	0,76	0,78	0,80	—	—	—	—	—	—

Примечание: $Q=60$ кГ; $H=80$ см; Q: $q=1,33$; $S_1=\frac{\sigma}{K}$.

Показатель консистенции B вычисляется по формуле

$$B = \frac{W - W_р}{W_п}. \qquad (10)$$

Нормативное давление на глинистый грунт определяют в зависимости от консистенции по СНиП II-Б.1—62. Консистентные состояния глинистых грунтов см. в табл. 4.

Таблица 4

Наименование грунтов	Консистенция
I. Супеси:	
твердые	$B < 0$
пластичные	$0 \leqslant B \leqslant 1$
текучие	$B > 1$
II. Глины и суглинки:	
твердые	$B < 0$
полутвердые	$0 \leqslant B \leqslant 0,25$
тугопластичные	$0,25 < B \leqslant 0,50$
мягкопластичные	$0,50 < B \leqslant 0,75$
текучепластичные	$0,75 < B \leqslant 1,0$
текучие	$B > 1,0$

Коэффициент фильтрации и капиллярное поднятие воды в грунтах. О скорости движения свободной воды в грунте и о его водонепроницаемости можно судить по коэффициенту фильтрации, который является весьма важной характеристикой для расчетов фильтрации грунтов.

Режим движения воды в грунте может быть ламинарным и турбулентным. В первом случае имеет место так называемый линейный закон, во втором — нелинейный закон фильтрации.

При ламинарном движении скорость фильтрации

$$v = K_ф I \qquad (11)$$

или

$$K_ф = \frac{Q}{FI} \text{ м/сутки}, \qquad (12)$$

где I — гидравлический градиент или гидравлический уклон, равный $I = \frac{H_1 - H_2}{L}$;

Q — расход потока, *см³/сек*, *м³/сутки*;

F — площадь поперечного сечения потока;

$K_ф$ — коэффициент фильтрации.

Из формулы (11) видно, что при ламинарном движении скорость потока пропорциональна его уклону в первой степени.

По данным Г. Н. Каменского, линейный закон фильтрации подтверждается при действительных скоростях движения подземных вод (до 1,15 *см/сек*) и дает более точные результаты при движении воды в мелкозернистых песках при небольших градиентах и небольших скоростях.

В табл. 5 приведены значения коэффициентов фильтрации для различных грунтов.

Таблица 5

Виды грунтов	$K_ф$, *м/сутки*
Пески	От 2 до 50
Супеси	От 1 до 2
Суглинки	От 0,3 до 1
Глины	<0,3

В механике грунтов коэффициент фильтрации используется при определении осадки сооружений с течением времени.

Если вода заполняет поры капиллярного размера, то она способна подниматься на некоторую высоту (выше уровня зеркала грунтовых вод). Высота поднятия капиллярной воды $h_к$ может быть получена из соотношения

$$\gamma_у^в \pi r^2 h_к = 2\pi R_1 \cdot 0{,}77,$$

где $\gamma_у^в$ — удельный вес воды, равный единице;
r — радиус капилляра, *см*;
$h_к$ — высота поднятия воды в капиллярах, *см*;
R_1 — радиус кривизны мениска, *см*;
0,77 — сила притяжения воды по периметру мениска, *Г/см*.

Если приравнять радиус мениска R_1 к радиусу капилляра r, то будем иметь

$$h_к \approx \frac{0{,}154}{r} \, см. \qquad (13а)$$

Применяя эту формулу для определения высоты поднятия воды в грунте, необходимо рассматривать r как эквивалентный радиус капиллярной трубки, образованной элементами пористого тела.

Если принять среднюю величину диаметра пор $d=0{,}005$ *мм* (равную размеру глинистых частиц), то $h_к$ выразится следующей величиной:

$$h_к \approx \frac{0{,}154}{0{,}00025} = 600 \, см.$$

Для подсчета высоты капиллярного поднятия воды в грунте лучше пользоваться формулой И. Козени, выведенной теоретическим

путем при условии, что известны величины пористости и гранулометрического состава

$$h_к = 0{,}446 \cdot \frac{1-n}{n} \cdot \frac{1}{d_{10}} см, \qquad (13б)$$

где n — пористость грунта в долях единицы;

d_{10} — эффективный диаметр.

Ниже приведены экспериментальные данные $h_к$ для некоторых грунтов:

мелкие пески $h_к = 0{,}1 \div 0{,}5$ *м*
пылеватые пески $h_к = 0{,}5 \div 2{,}0$ *м*
лёссовые грунты $h_к = 2{,}0 \div 5{,}0$ *м*
суглинки $h_к = 5{,}0 \div 15$ *м*
глины $h_к = 5{,}0 \div 50$ *м* и более

Величину $h_к$ необходимо учитывать строителям при решении вопроса о глубине заложения свайных фундаментов из деревянных свай и о высоте гидроизоляции подвальных помещений.

Все физические свойства грунтов, описанные в этой главе, наряду с определением их в стационарных условиях можно получить и в полевых лабораториях.

Глава 2

КЛАССИФИКАЦИЯ (НОМЕНКЛАТУРА) ГРУНТОВ

Чтобы уметь правильно оценивать грунты, разрабатывается их классификация, по которой с учетом геологических, полевых и лабораторных исследований можно дать объективную оценку строительным свойствам грунтов. Такая классификация отражает процессы и условия формирования грунтов, их природу и свойства.

Классификация грунтов составляется по их происхождению (аллювиальный грунт, делювиальный и др.), по петрографическому составу (известняк, мергель, глина и др.), по прочности (твердая или мягкая скала и др.), по цвету (глина желтая, мергель пестрый и др.) и по другим признакам.

Для целей промышленного и гражданского строительства наиболее распространенными в СССР являются следующие классификации грунтов: 1) по СНиП II-Б.1—62; 2) проф. В. В. Охотина и 3) проф. Б. М. Гуменского.

В соответствии со СНиПом различают следующие классы грунтов: 1-й— скальные грунты; 2-й — крупнообломочные; 3-й — песчаные; 4-й — глинистые.

К классу скальных пород относятся все горные породы изверженного, метаморфического и осадочного происхождения с жесткой связью между зернами. Залегают они в виде сплошного массива или трещиноватого слоя подобно сухой кладке.

Скальные грунты практически не дают осадки. Оценка их несущей способности производится по временному сопротивлению сжатию в насыщенном водой состоянии ($R^{н}$), по растворимости и размягчаемости в воде.

Для скальных грунтов определяется коэффициент размягчения. Размягчаемыми скальными грунтами называются те грунты, у которых отношение временных сопротивлений одноосному сжатию в насыщенном водой и в воздушно-сухом состояниях меньше 0,75.

Крупнообломочные несцементированные породы являются продуктом распада скальных пород и содержат более 50% по весу частиц крупнее 2 *мм*: если вес частиц крупнее 10 *мм* составляет более 50%, то грунты называются щебнем (неокатанные частицы) или галечником (окатанные частицы); при более мелких частицах (вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 50%) грунты называются дресвяными, хрящеватыми (неокатанные) и гравийными (окатанные).

Все эти породы, если они подстилаются прочными грунтами и не подвергаются действию текучих вод, являются надежным основанием.

Прочность и сжимаемость крупнообломочных пород в значительной степени зависит от их происхождения и грунта, заполняющего поры. Наилучшим заполнением в этом случае является песок.

Крупнообломочные породы из обломков кристаллических пород, как правило, обладают большей прочностью, чем из обломков осадочных.

Песчаные грунты сыпучие в сухом состоянии не обладают свойством пластичности и классифицируются по гранулометрическому составу с учетом степени плотности и степени влажности. Вода в песчаных грунтах находится в свободном состоянии. Поэтому они водопроницаемы и не пучатся. Песчаные грунты по крупности делятся на гравелистые (25% частиц крупнее 2 *мм*), крупные (50% частиц крупнее 0,5 *мм*), средней крупности (50% частиц крупнее 0,25 *мм*), мелкие (более 75% частиц крупнее 0,1 *мм*) и пылеватые (не менее 75% частиц крупнее 0,1 *мм*). Определяющей характеристикой песчаных грунтов является процентное содержание фракций различных размеров по весу.

Чтобы определить категорию песка, надо последовательно просуммировать содержание частиц грунта от более крупных фракций к мелким и принять наименование грунта по первому удовлетворяющему показателю в указанном порядке.

При степени неоднородности песчаного грунта $k_н > 3$ к наименованию песков гравелистых, крупных и средней крупности добавляют наименование «неоднородный песок».

Пески относятся к категории мало- и среднесжимаемых грунтов. Деформации в песке возникают почти одновременно с приложением нагрузки и быстро стабилизируются. Сжимаемость крупных и средней крупности песков в значительной степени зависит от плотности сложения, а сжимаемость мелких и пылеватых — от степени заполнения пор водой.

При использовании в качестве оснований рыхлых песков следует принимать специальные меры по укреплению их.

Рыхлые пески, находящиеся ниже уровня грунтовых вод, обладают способностью течь и относятся к категории так называемых плывунов.

К классу глинистых грунтов относятся глины, суглинки, супеси, просадочные и набухающие при замачивании грунты и илы. Строительные свойства глинистых грунтов зависят от количества, формы и размеров глинистых и песчаных частиц, их структуры и других факторов.

Основным свойством глинистых грунтов является пластичность.

Согласно СНиПу классификация глинистых грунтов производится по числу пластичности, коэффициенту пористости и консистенции, а просадочных и набухающих грунтов — по степени просадочности и набухания. Такая классификация наилучшим образом характеризует совокупное действие всех перечисленных факторов.

Глины в твердом состоянии большей частью относятся к малосжимаемым грунтам; суглинки и супеси — к среднесжимаемым. Осадки в них стабилизируются по истечении длительного времени пребывания под нагрузкой.

К глинистым относятся грунты макропористые, обладающие свойством просадочности при замачивании (лёсс и лёссовидные суглинки).

К глинистым грунтам относятся также илы, т. е. такие глинистые грунты, которые образовались в начальной стадии своего формирования в виде структурного осадка в воде при наличии микробиологических процессов. Ил обладает естественной влажностью выше границы текучести и имеет коэффициент пористости $\varepsilon > 1,0$ для супесей и суглинков и $\varepsilon > 1,5$— для глин.

К категории набухающих грунтов относятся глинистые грунты, удовлетворяющие условию

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_т}{1 + \varepsilon_0} < -0,4, \qquad (14)$$

где ε_0 — коэффициент пористости грунта естественного сложения и влажности;

$\varepsilon_т$ — коэффициент пористости того же грунта при влажности на границе текучести.

При оценке песчаных и глинистых грунтов должно быть известно наличие растительных остатков (торфа, перегноя и т. п.). В зависимости от содержания растительных остатков грунтам присваиваются дополнительные наименования:

а) грунты с примесью органических веществ — с содержанием растительных остатков < 10%;

б) заторфованные грунты — с содержанием растительных остатков от 10 до 60%;

в) торфы — с содержанием растительных остатков более 60%.

Кроме рассмотренных выше грунтов, которые могут являться надежным основанием, существует большая группа грунтов, дающих большие и неравномерные осадки; к ним относятся грунты насыпные и грунты с большим содержанием органических веществ — органический ил, торфяные и болотные грунты.

Оценку грунта производят по совокупности свойств. Получив обобщенную характеристику (например, песок крупнозернистый средней плотности, насыщенный водой, глина пластичная и т. д.), можно определить нормативное давление на грунт основания.

РАЗДЕЛ II.

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Глава 1

МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

§ 1. Механические показатели сжимаемости грунтов

Всякий грунт обладает механическими свойствами — сопротивлением сжатию и сдвигу. Эти свойства в той или иной степени проявляются в грунте под влиянием внешних нагрузок от сооружения и имеют очень важное значение для оценки пригодности их как естественных оснований.

Грунт как минерально-дисперсное тело, обладающее определенной пористостью, при изменении ее под влиянием внешних нагрузок от сооружения подчиняется следующим закономерностям:

а) сжимаемости, т. е. изменению коэффициента пористости от давления, или, иначе, компрессионной зависимости;

б) сдвигу при трении и скольжении;

в) ламинарной фильтрации, т. е. зависимости между напором и скоростью фильтрации воды в порах грунта;

г) линейной деформируемости.

Сжимаемость грунта обусловлена упругостью кристаллической решетки частиц, уплотнением пористости за счет более компактной упаковки твердых частиц и уменьшением объема грунта. Основным процессом является уплотнение грунта под действием внешней сжимающей нагрузки. В механике грунтов сжатием самих минеральных частиц и поровой воды пренебрегают из-за их малой величины.

При оценке сжимаемости грунтов важно выяснить зависимость между изменениями внешней нагрузки и изменением коэффициента пористости грунтов, или так называемую компрессионную зависимость. В современной методике исследований эта зависимость выражается в виде компрессионной кривой.

Компрессионная зависимость. Компрессионную кривую можно получить по результатам лабораторных испытаний с помощью компрессионных приборов.

Существует два типа компрессионных приборов — одометры и стабилометры.

Одометр предназначен для испытания грунтов на одноосное сжатие их в специальной обойме без боковых деформаций (приборы конструкции В. М. Веселовского, Н. А. Цытовича, Б. М. Гуменского, МИИТа, И. М. Литвинова и др.).

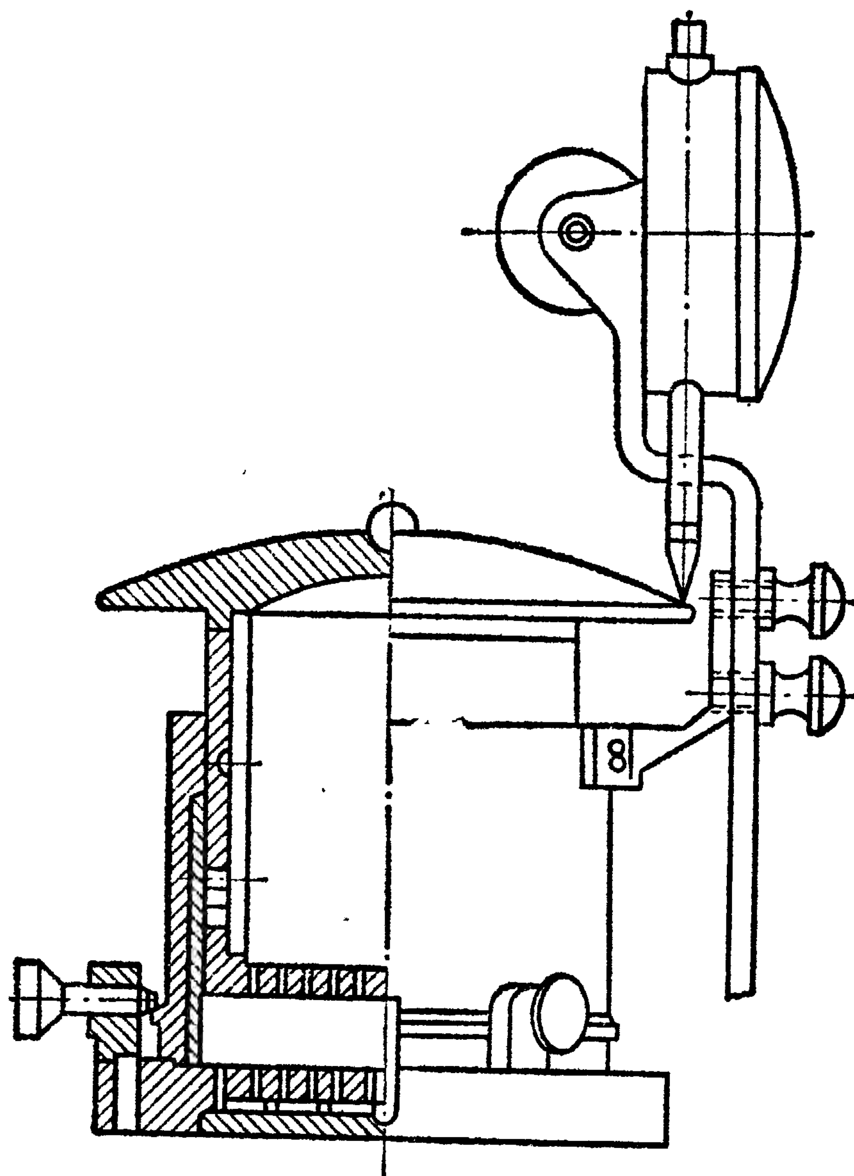


Рис. 2. Одометр ЦНИИС для испытания грунтов на сжатие

Лаборатория инженерной геологии и геофизики ЦНИИС разработала новые портативные установки одометров для испытания грунтов на сжатие в полевых условиях с диаметром образца 71,4 *мм* и высотой 20 *мм* (рис. 2). Максимальная вертикальная нагрузка у такого прибора может быть допущена до 58 *кГ/см*^{2} [27].

Стабилометр дает возможность осуществить трехосное сжатие образца и получить прочностные характеристики грунтов. В отличие от одометра жесткая обойма в стабилометре заменена резиновой оболочкой, плотно прилегающей к образцу грунта. Образец грунта помещается в закрытый сосуд с водой, позволяющий при помощи манометра замерять боковое давление (приборы конструкции Е. И. Медкова, А. С. Строганова, С. П. Шеляпина, И. П. Бодкина, И. М. Литвинова, Н. Н. Цирюлика (рис. 3) и др.).

Методика компрессионных испытаний описывается в специальных руководствах [37]; [13].

По цифровым значениям коэффициента пористости и соответствующего ему давления строится компрессионная кривая в прямоугольных координатах. На рис. 4 представлены наиболее характерные компрессионные кривые, полученные для различных грунтов

с нарушенной и ненарушенной структурой и для просадочных грунтов.

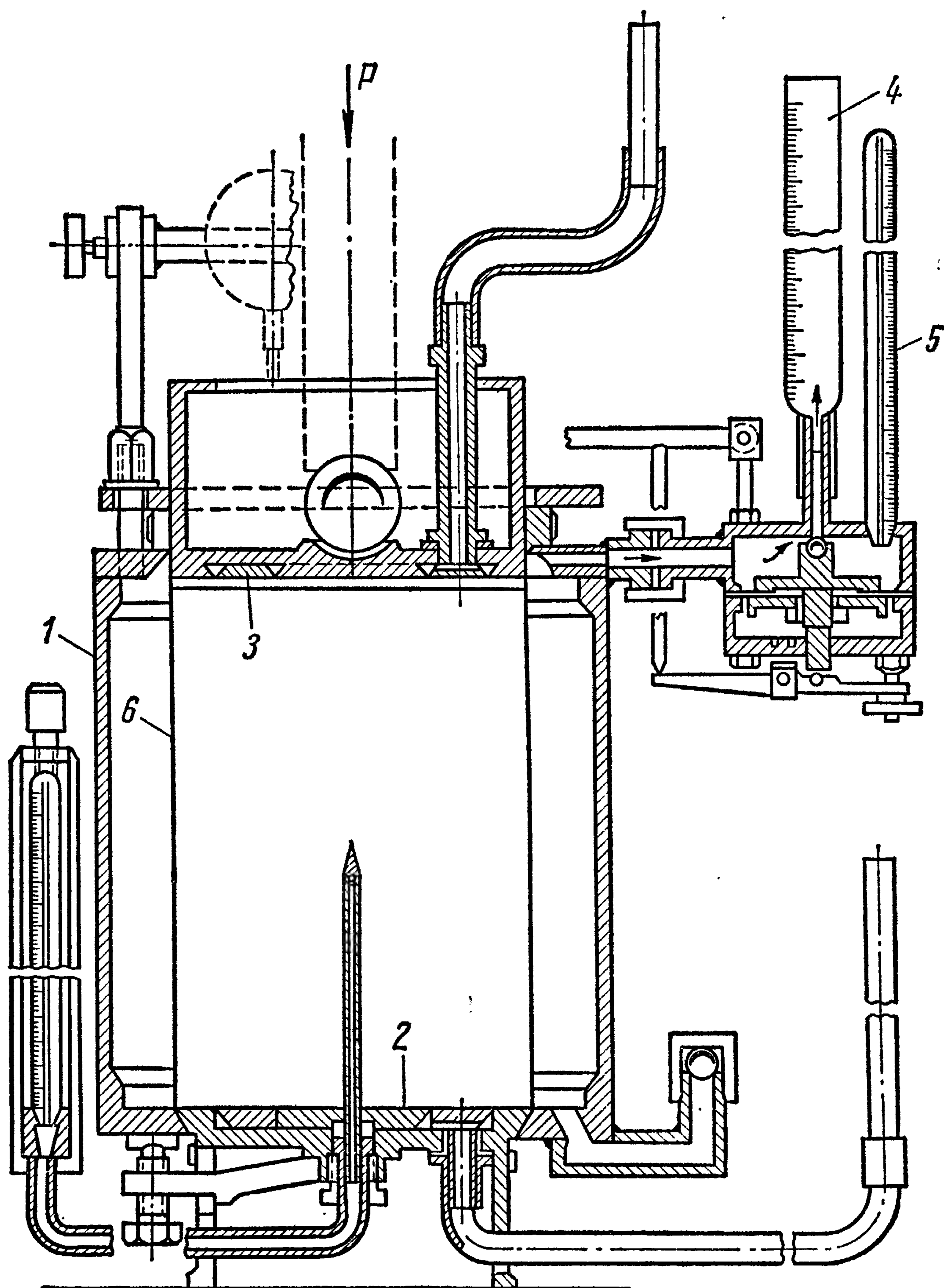


Рис. 3. Стабилометр конструкции Н. Н. Цирюлика:

1 — внешний цилиндр; *2* — поддон; *3* — поршень; *4* — волюмометр; *5* — аэростатический манометр; *6* — резиновая оболочка

При сжатии грунта с нарушенной структурой без возможности бокового расширения (в одометре) компрессионную кривую принято изображать в виде логарифмической кривой по общему уравнению

$$y = a \ln x + b.$$

В соответствии с обозначениями, принятыми в механике грунтов, это уравнение напишется так:

для кривой загрузки (уплотнения)

$$\varepsilon = -A \ln (p + p_c) + c_1; \quad (15а)$$

для кривой разгрузки (набухания)

$$\varepsilon = -B \ln (p + p_i) + c_2, \quad (15б)$$

где A, p_c, c_1 и B, p_i, c_2 — постоянные величины данной компрессионной кривой;

ε — коэффициент пористости;

p — давление, *кГ/см²*.

Г. И. Покровский вывел основное уравнение компрессионной кривой (рис. 4), применяя методы статистической теории к грунтам как к дисперсным системам, в которых воздействие внешней силы передается от частицы к частице через системы точек их взаимных контактов.

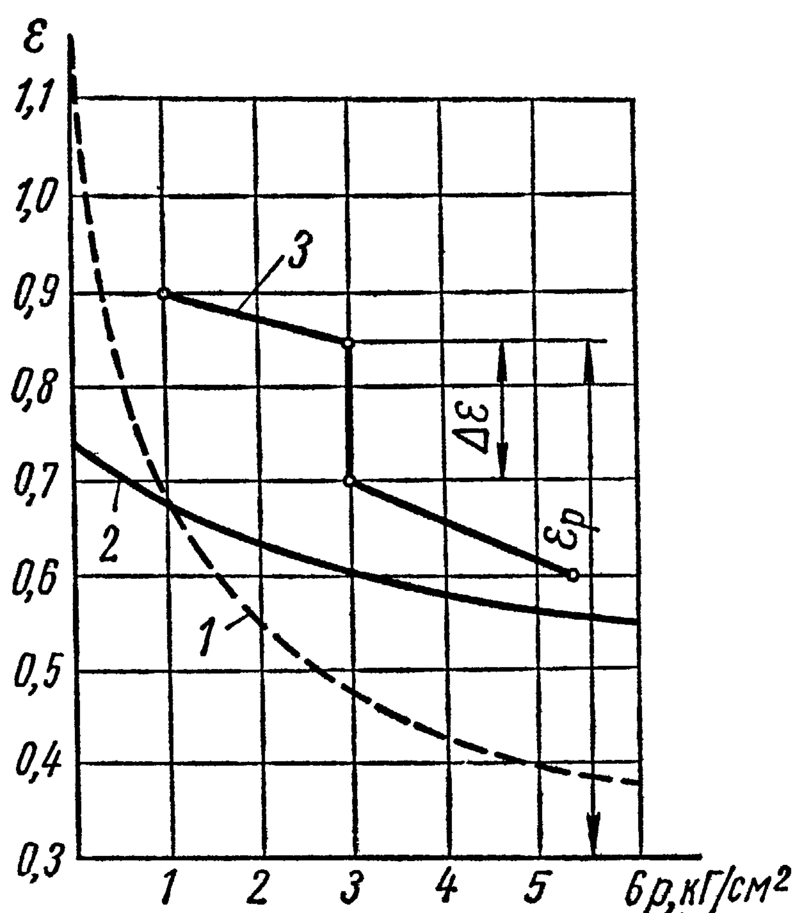


Рис. 4. Характерные компрессионные кривые:

1 — нарушенной и 2 — ненарушенной структуры; 3 — для макропористых и просадочных грунтов

В настоящее время техника лабораторных компрессионных испытаний такова, что не дает возможности избежать некоторых погрешностей в процессе работы. Наиболее существенными из них являются:

а) нарушение структуры образца грунта при заполнении кольца компрессионного прибора. Чем тоньше образец, тем больше сказывается это нарушение;

б) наличие трения между образцом и стенками обоймы кольца прибора, что искажает результат компрессии;

в) скорость загружения, которая особенно сказывается на глинистых грунтах.

Коэффициент сжимаемости. На основании многочисленных компрессионных испытаний логарифмическое очертание кривой наблюдается главным образом у насыщенных водой грунтов, у искусственных насыпей.

В пределах нагрузок p_1 (давление в грунте от собственного веса грунта) и p_2 (фактического давления по подошве фундамента от сооружения) логарифмическая кривая спрямляется (рис. 5) для упрощения выражения зависимости между напряжением и коэффициентом пористости.

Обозначив в точках M_1 и M_2 коэффициенты пористости ε_1 и ε_2 и соответствующие этим коэффициентам напряжения p_1 и p_2,

будем иметь уравнение прямой линии

$$\varepsilon_1 + ap_1 = \varepsilon_2 + ap_2 = A$$

или в общем виде

$$\varepsilon + ap = A, \qquad (16)$$

где ε — коэффициент пористости при давлении p;

A — величина, измеряемая отрезком $O\varepsilon$ на оси ординат;

a — коэффициент сжимаемости (уплотнения).

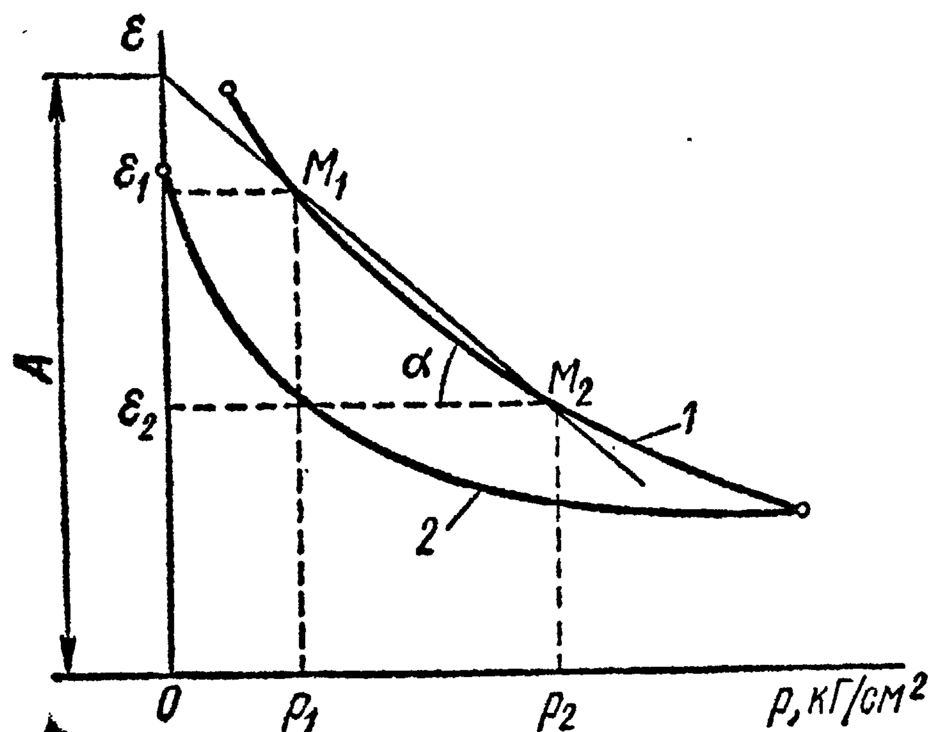


Рис. 5. Схема спрямления компрессионной кривой

Коэффициент сжимаемости характеризуется тангенсом угла наклона α прямой M_1M_2 к оси абсцисс.

Но так как $\operatorname{tg}\alpha = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}$, то коэффициент сжимаемости равен

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p}, \qquad (17)$$

где p может быть названа величиной уплотняющего грунт давления.

Коэффициент сжимаемости равен отношению изменения коэффициента пористости к величине действующего давления.

Коэффициент сжимаемости является очень важной характеристикой при расчете осадки сооружения.

Зависимость (17) нужно рассматривать как закон уплотнения грунтов со следующей формулировкой. «При небольших изменениях уплотняющих давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления», т. е.

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = a(p_2 - p_1) = ap. \qquad (18)$$

Проф. Цытович Н. А. считает, что этот закон в механике грунтов имеет такое же большое значение, как и закон Гука в теории сопротивления материалов.

Модуль сжатия. Зависимость между напряжением и деформацией при сжатии грунта характеризует коэффициент, называемый модулем сжатия грунтов. В теории упругости и механике грунтов установились следующие понятия модуля сжатия:

1. Модуль нормальной упругости, или (по Герсеванову) относительный модуль деформации, $E_у$.

2. Модуль общей деформации, или модуль сжатия, E_0.

Согласно закону Гука для абсолютно упругих тел при свободном боковом расширении модуль нормальной упругости выражается отношением напряжения p к относительной упругой деформации

при условии прямой пропорциональности между p и λ, т. е.

$$E_у = \frac{p}{\lambda}.$$

В грунтах относительная упругая деформация может быть вычислена для вертикальной оси согласно формуле теории упругости

$$\lambda_z = \frac{1}{E_у}\left[p_z - \mu\left(p_x - p_y\right)\right], \qquad (19)$$

где λ_z — относительная упругая деформация по оси z, равная $\frac{S}{h}$ (h — высота образца грунта; S— абсолютная деформация образца);

p_x, p_y, p_z — составляющие вертикального давления p;

μ — коэффициент бокового расширения.

При компрессионных испытаниях в условиях невозможности бокового расширения составляющие напряжения равны:

$$p_z = p; \quad p_x = p_y = p\cdot\frac{\mu}{1-\mu}, \quad \text{где} \quad \frac{\mu}{1-\mu} = \xi.$$

Тогда получим выражение для модуля общей деформации

$$E_0 = \frac{p}{\lambda}\left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) кГ/см^2. \qquad (20а)$$

Модуль сжатия, или модуль общей деформации, определяется по нисходящей ветви компрессионной кривой, когда в нее включаются как упругие, так и остаточные деформации.

Н. А. Цытович вывел формулу для определения модуля сжатия по компрессионной кривой в условиях ограниченного бокового расширения

$$E_0 = \frac{(1-\xi)(1+2\xi)}{1+\xi}\cdot\frac{1+\varepsilon_1}{a}\ кГ/см^2. \qquad (20б)$$

Заменяя $\frac{(1-\xi)(1+2\xi)}{1+\xi}$ коэффициентом β и подставляя его в формулу, будем иметь

$$E_0 = \frac{\beta(1+\varepsilon_1)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}\cdot p\ кГ/см^2, \qquad (20в)$$

где ε_1 — коэффициент естественной пористости грунта;

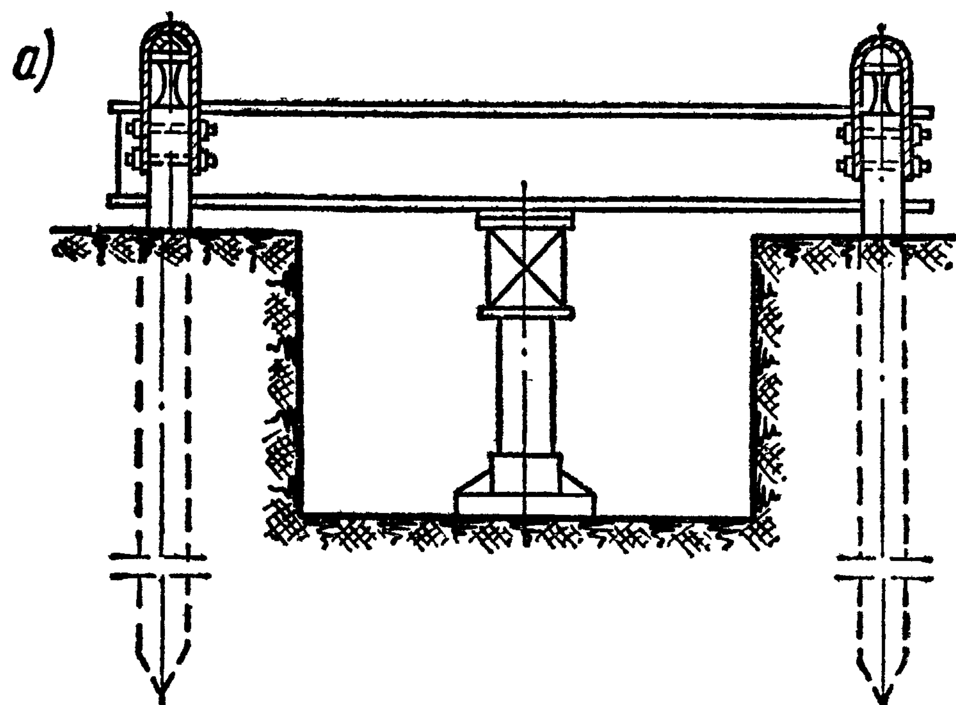
ε_2 — то же, пористости грунта при нагрузке p;

β — коэффициент, равный для глин 0,43; для суглинков—0,57; для супесей —0,72; для песчаных грунтов —0,76. По СНиПу для всех грунтов коэффициент β принимается равным 0,8.

Модуль сжатия определяется также при поверхностном и глубинном испытании грунтов пробными нагрузками.

Согласно инструкции И-182—53 испытание грунта проводится статическими нагрузками в открытом шурфе или в буровой скважине.

Испытание грунта должно проводиться при полном контакте подошвы штампа с основанием при центральной передаче давления на грунт, при постоянном температурном режиме исследуемого грунта и воздуха. Осадка штампа должна замеряться с точностью не менее 0,1 *мм*. В процессе испытания должна вестись полная и тщательная техническая документация.



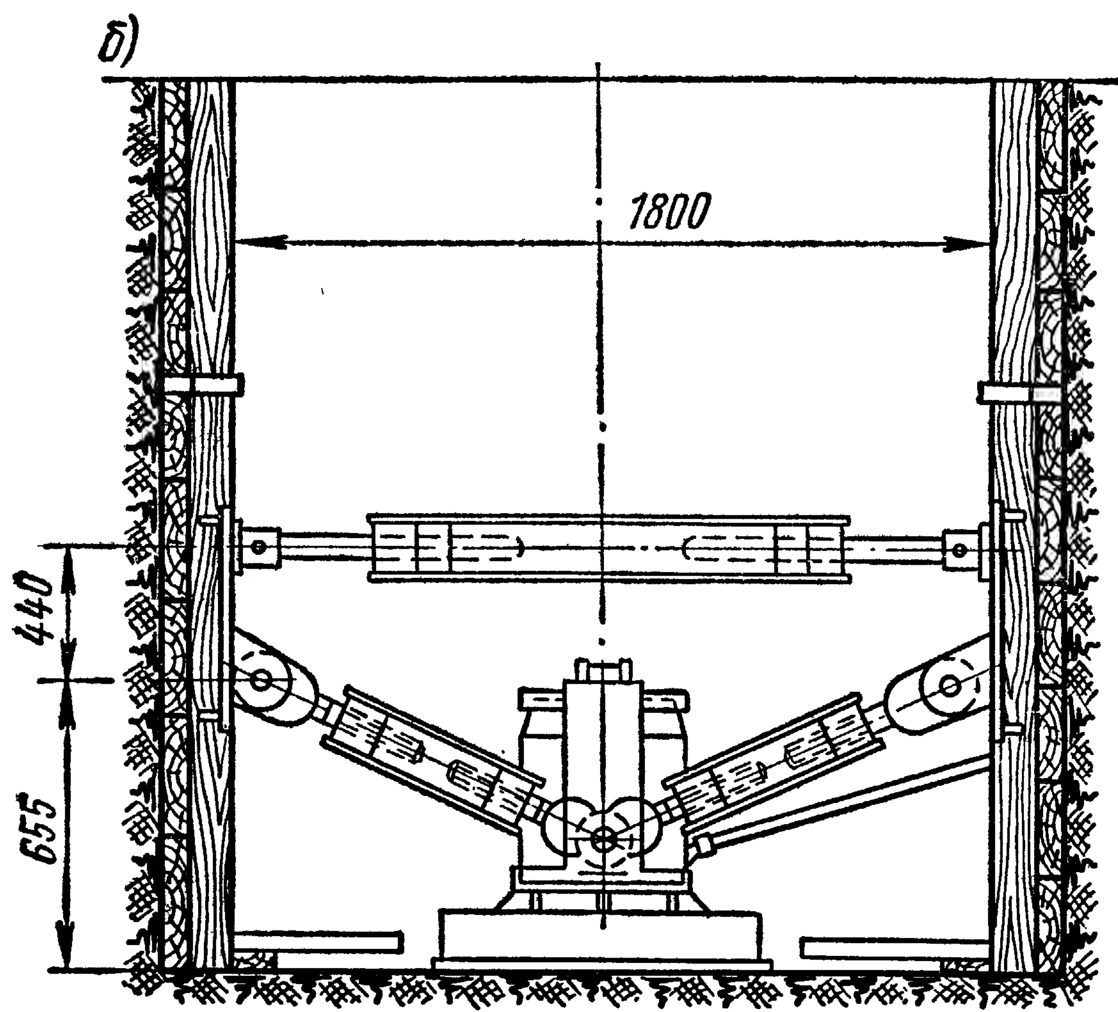


Рис. 6. Автоматизированная установка для испытания грунтов на сжатие

Испытание штампом проводится в шурфе на отметке заложения фундамента (поверхностное испытание) или на глубине в буровых скважинах.

Во многих случаях удобно проводить испытания грунта загрузкой штампа гидравлическим домкратом, имеющим протарированные манометры. Давление от домкрата воспринимается одной или несколькими балками, связанными с анкерными сваями (рис. 6, *а*).

В последнее время институтом НИИОСП в производство внедряется новая автоматизированная установка для испытания грунтов, созданная на основе изобретения автора с упором в стенки шурфа (рис. 6, *б*).

При наличии строительства в районах с лёссовыми макропористыми просадочными грунтами испытания нужно проводить пробными нагрузками с замачиванием. В шурфе вокруг штампа по всей площади насыпается слой легко дренирующего материала (круп-

ный чистый песок, гравий) толщиной 8—10 *см*. Нагружение штампа ведется ступенями по 0,5 $кГ/см^2$ до нормативного давления на грунт.

После полной стабилизации осадки, примерно через сутки, производится замачивание грунта. С момента замачивания начинается наблюдение за осадкой, причем отсчеты берутся через каждый час. Опыт продолжается при постоянном уровне воды в дренирующем слое в течение 36 *ч*.

Д. Е. Польшин предложил формулу для определения модуля сжатия (при площади штампа 5000 $см^2$)

$$E_0 = к\frac{P}{S}, \qquad (21а)$$

где $к$ — коэффициент, равный для песчаных грунтов 57,5; для суглинков — 53,4 и для глинистых грунтов —51,8.

При испытании грунтов методом динамического зондирования можно определять модуль сжатия грунтов, пользуясь формулой

$$E_0 = \frac{m\sigma dK}{S}, \qquad (21б)$$

где σ — удельное динамическое сопротивление площади основания конуса, $кГ/см^2$;

d — диаметр основания конуса, *см*;

K — количество ударов в залоге;

S — осадка зонда от одного залога, *см*;

m — коэффициент, принимаемый в зависимости от наименования песчаного грунта и его влажности в пределах: для водонасыщенных грунтов —0,2÷3,4; для очень влажных — 0,25÷3,6 и для маловлажных —0,3÷3,6.

Переход от значений модуля деформации по данным компрессионных испытаний к получению E_0 при полевых испытаниях производится по зависимости, предложенной И. А. Агишевым,

$$E_{0п} = m(\varepsilon)\, E_{0к}, \qquad (21в)$$

где $E_{0п}$ — модуль деформации при полевых испытаниях, $кГ/см^2$;

$E_{0к}$ — модуль деформации при компрессионных испытаниях, $кГ/см^2$;

$m(\varepsilon)$ — коэффициент, зависящий от пористости и влажности грунта, определяемый опытным путем.

Модуль сжатия можно также определить по показателям физического состояния грунтов.

В настоящее время получена эмпирическая формула для модуля сжатия, связывающая механические и физические свойства:

$$E_0 = \frac{20 \lg \lambda}{W_0}, \qquad (21г)$$

где λ — относительная деформация, равная отношению конечной осадки штампа к его диаметру;

W_0 — относительная влажность, выраженная в долях от предела текучести $W_т$, т. е. $W_0 = \frac{W}{W_т}$;

W — естественная влажность грунта.

Модуль сжатия, определяемый по данной формуле, зависит от физического состояния однородного грунтового полупространства, имеющего коагуляционную структуру.

Коэффициент бокового давления. Если сжимать грунт без бокового расширения (в кольце компрессионного прибора), то вертикальная сжимающая сила p вызывает давление грунта (q) на боковые стенки, ограничивающие расширение грунта.

Приращение сжимающего давления dp дает соответствующее увеличение бокового давления dq.

Отношение приращения бокового давления к приращению сжимающего давления называется *коэффициентом бокового давления* ξ:

$$\xi = \frac{dq}{dp}. \tag{22}$$

На основании экспериментальных исследований установлено, что коэффициент бокового давления можно рассматривать как постоянную характеристику грунта.

Интегрируя уравнение коэффициента бокового давления, получаем выражение

$$q = p\xi + C, \tag{a}$$

где C — постоянная интегрирования.

При насыпном рыхлом грунте, пренебрегая собственным его весом, в начальный момент испытания в одометре имеем $p=0$ и $q=0$; подставляя их значения в формулу (а), получим $C=0$.

Тогда выражение (а) примет вид уравнения прямой линии

$$q = \xi p.$$

При утрамбованном плотном сложении песка возникает первоначальное боковое давление $q=q_0$. Тогда $C=q_0$ и $q=\xi p+q_0$. Разделив это выражение на p, получим уравнение гиперболы

$$\frac{q}{p} = \xi + \frac{q_0}{p}.$$

При испытании грунтов, находящихся под действием капиллярного давления, внешнее давление на твердые минеральные частицы будет передаваться лишь в том случае, если оно превзойдет величину капиллярного давления в порах грунта, которое согласно закону Лапласа равно

$$q_W = \frac{4\alpha}{d},$$

где α — поверхностное натяжение воды;

$d=2r$ — средний диаметр капилляров грунта.

Постоянная интегрирования в этом случае равна $C=-qN$. Все эти зависимости были подтверждены опытом.

Коэффициент бокового давления равен в песчаных грунтах 0,35÷0,41; в суглинках —0,5÷0,7; в глинах —0,7÷0,74 и в жидкостях —1.

Коэффициент бокового расширения. Из сопротивления материалов известно, что при сжатии образцов разных упругих материалов отношение относительной деформации бокового расширения к относительной деформации сжатия образца называют коэффициентом бокового расширения μ (коэффициентом Пуассона). Это положение можно применить и к грунтам.

Коэффициент бокового расширения μ тесно связан с коэффициентом бокового давления ξ (распора), поскольку оба эти коэффициента выражают одно и то же свойство поперечной деформируемости материалов. Эту зависимость можно проследить на образце грунта, находящемся в одометре.

В этом случае образец грунта будет сжиматься тремя взаимно перпендикулярными силами: p_z, $p_x=\xi p_z$ и $p_y=\xi p_z$.

Рассматривая относительную деформацию по одному из боковых направлений (например, по оси x), можно заключить, что суммарная относительная деформация выразится алгебраической суммой деформаций, вызываемых всеми тремя действующими силами. При этом поперечные деформации от сил p_z и p_y, перпендикулярных оси x, войдут в сумму с отрицательным знаком в виде соответствующих продольных деформаций, умноженных на коэффициент бокового расширения, т. е. $\lambda_x-\mu\lambda_y-\mu\lambda_z=0$.

При прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями продольная деформация выражается законом Гука, т. е.

$$\lambda_x=\frac{p_x}{E_0}; \quad \lambda_y=\frac{p_y}{E_0}; \quad \lambda_z=\frac{p_z}{E_0}.$$

Тогда суммарная относительная деформация по оси x при наличии жестких стенок компрессионного прибора будет равна

$$\frac{\xi p_z}{E_0}-\frac{\mu\xi p_z}{E_0}-\frac{\mu p_z}{E_0}=0.$$

Сокращая это уравнение на $\frac{p_z}{E_0}$, будем иметь $\xi-\mu\xi-\mu=0$. Отсюда получим

$$\xi=\frac{\mu}{1-\mu} \quad \text{или} \quad \mu=\frac{\xi}{1+\xi}. \tag{23}$$

Коэффициент бокового расширения μ равен для песков $\approx 0,3$; для глин $\approx 0,41$; для суглинков —0,35; для гранита —0,196.

Таблица 6

Нормативные и расчетные характеристики песчаных и глинистых грунтов (c *кГ/см²*, φ *град* и E_0 *кГ/см²*)

Наименование грунтов	Влажность на границе раскатывания	Характеристика грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости ε											
			0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0 8		0,81—0,95		0,96—1,10	
			норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные
Пески крупные и гравелистые		c	0,02	—	0,01	—	—	—						
		φ	43	41	40	38	38	36						
		E_0	400	—	400	—	330	—						
Пески средней крупности		c	0,03	—	0,02	—	0,01	—						
		φ	40	38	38	36	35	33						
		E_0	460	—	460	—	330	—						
Пески мелкие		c	0,06	0,01	0,64	—	0,02	—						
		φ	38	36	34	34	32	30						
		E_0	370	—	280	—	240	—						
Пески пылеватые		c	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	—						
		φ	36	34	34	32	30	28						
		E_0	140	—	120	—	100	—						
	9,5—12,4	c	0,12	0,03	0,08	0,01	0,06	—						
		φ	25	23	24	22	23	21						
		E_0	230	—	160	—	130	—						

Продолжение табл. 6

Наименование грунтов	Влажность на границе раскатывания	Характеристика грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости ε											
			0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8		0,81—0,95		0,96—1,10	
			норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные	норматив-ные	расчетные
Глинистые	12,5—15,4	c φ E_0	0,42 24 350	0,14 22 —	0,21 23 210	0,07 21 —	0,14 22 150	0,04 20 —	0,07 21 120	0,02 19 —				
	15,5—18,4	c φ E_0			0,5 22 300	0,19 20 —	0.25 21 190	0,11 19 —	0,19 20 130	0,08 18 —	0,11 19 100	0,04 17 —	0,08 18 80	0,02 16 —
	18,5—22,4	c φ E_0					0,68 20 300	0,28 18 —	0,34 19 180	0,19 17 —	0,28 18 130	0,10 16 —	0,19 17 90	0,06 15 —
	22,5—26,4	c φ E_0							0,82 18 260	0,36 16 —	0,41 17 160	0,25 15 —	0,36 16 110	0,12 14 —
	26,5—30,4	c φ E_0									0,94 16 220	0,40 14 —	0,47 15 140	0,22 13 —

Если исследования грунтов не дают достаточно полной их характеристики, то можно воспользоваться табл. 6 для определения c, φ и E_0 (СНиП II-Б.1—62).

Относительная просадочность глинистых грунтов. Относительной просадочностью $\delta_{пр}$ называется дополнительное относительное сжатие глинистых грунтов от действия замачивания, характеризующее величину просадки слоя грунта, залегающего в основании. Определяется $\delta_{пр}$ согласно СНиП II-Б.2—62 по формуле

$$\delta_{пр} = \frac{h - h'}{h_0}, \qquad (24)$$

где h — высота образца природного сложения и влажности, обжатого в условиях невозможности бокового расширения давлением p *кГ/см*^{2}, равным давлению от веса сооружения и собственного веса вышележащего грунта;

h' — высота того же образца грунта после пропуска через него воды при сохранении давления p *кГ/см*^{2};

h_0 — высота того же образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным природному, без возможности бокового расширения.

Относительную просадочность можно определить в компрессионных приборах, например конструкции А. А. Глазя.

§ 2. Механические показатели сопротивляемости грунтов сдвигу

Касательные напряжения, возникающие в грунтовом массиве при приложении к нему внешней нагрузки, вызывают явления сдвига.

Без знания характеристик сопротивления грунтов сдвигу невозможно проводить расчеты прочности и устойчивости грунтов основания, давления грунтов на ограждения (подпорные стенки, шпунтовые ряды), проверку устойчивости откосов земляных насыпей и оползней косогоров, расчеты давления грунтов в горных выработках и др. Характеристики сопротивления грунтов сдвигу имеют также важное значение в расчетах оснований по предельным состояниям на основе новых строительных норм и правил, где критерием прочности являются формулы, в которые входят углы внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Сопротивление грунтов сдвигу обусловливается двумя физико-механическими факторами — внутренним трением и сцеплением, которые в различных грунтах проявляются по-разному. Так, в несвязных сыпучих грунтах (песках) сопротивление сдвигу зависит исключительно от внутреннего трения между частицами грунта.

В связных же грунтах (глинистых) расчет на сопротивление сдвигу усложняется наличием сил сцепления, коллоидов, цементирующих веществ, структурой и рядом других факторов, оказывающих влияние на сопротивление сдвигу.

Способность грунтов сопротивляться сдвигу характеризуют угол внутреннего трения, коэффициент внутреннего трения грунта, сила сцепления, угол сдвига, коэффициент сдвига.

Представим себе массив грунта на косогоре, который может быть подвергнут деформациям сдвига (рис. 7) по секущей косогор плоскости $I—I$, расположенной под углом к горизонту ψ.

Обозначим вес сдвигаемой части G; силу, нормальную к плоскости сдвига, —N; силу сдвигающую —T.

Для сохранения массива грунта в равновесии необходимо соблюдение условия предельного состояния

$$T - Nf - cF = 0, \qquad (a)$$

причем силами, удерживающими откос в равновесии, будут сила $N = G\cos\psi$ и сила сцепления c, действующая по всей поверхности сдвига F.

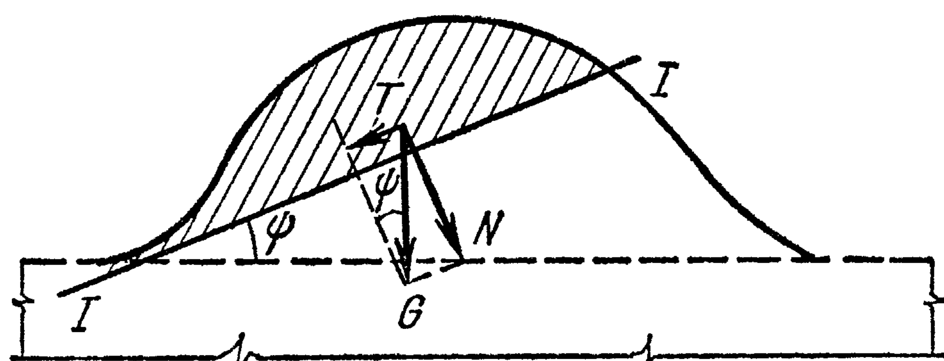


Рис. 7. Сдвиг массива грунта по плоскости $I—I$

Если уравнение равновесия (a) разделить на F, т. е. отнести все действующие силы к единице поверхности сдвига ($см^2$, $м^2$), то уравнение примет вид

$$\tau - pf - c = 0 \quad \text{или} \quad \tau = pf + c, \qquad (25)$$

где τ— сдвигающее усилие, $кГ/см^2$;

p— сжимающее вертикальное давление, $кГ/см^2$.

Эта зависимость установлена Кулоном (1773 г.) и для связных грунтов, обладающих силой сцепления, формулируется следующим образом: предельное сопротивление связных грунтов сдвигу есть функция первой степени от нормального давления и состоит из двух слагаемых: 1) $\mathrm{tg}\varphi p$ — сопротивления трению, пропорционального нормальному давлению, и 2) сцепления c, не зависящего от нормального давления.

Для грунтов, не обладающих сцеплением (сухие пески, гравий и др.), т. е. у которых $c=0$, уравнение равновесия напишется следующим образом:

$$T - Nf = 0 \quad \text{или} \quad \tau = fp. \qquad (26)$$

Закон Кулона для сыпучих грунтов может быть сформулирован так: сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, пропорциональное нормальному давлению.

Из рис. 7 следует, что $T=G\sin\psi$ и $N=G\cos\psi$. Тогда уравнение равновесия можно представить в виде

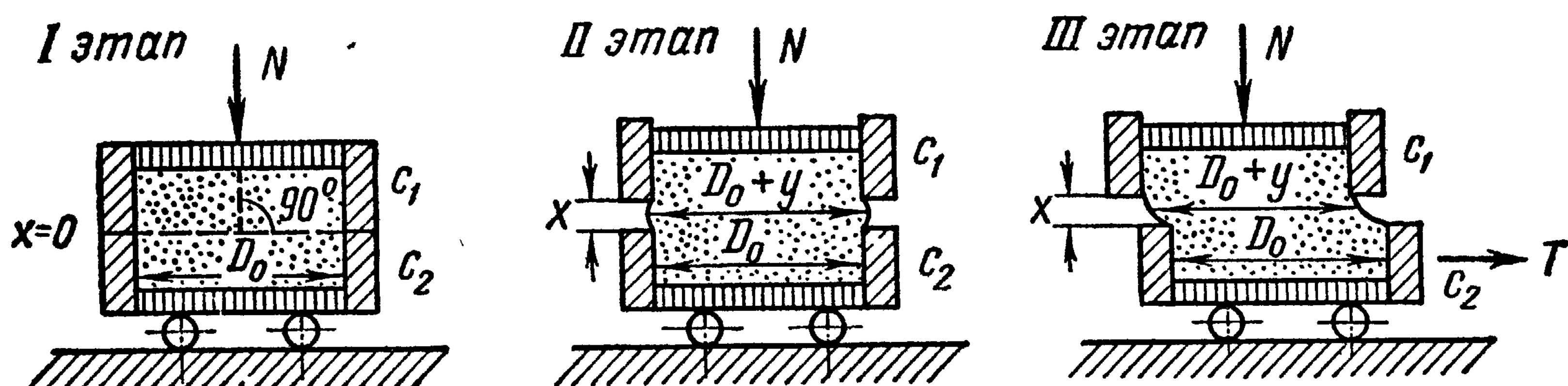
$$G\sin\psi = G\cos\psi\,\mathrm{tg}\,\varphi,$$

откуда

$$\mathrm{tg}\,\varphi = \frac{G\sin\psi}{G\cos\psi} = \mathrm{tg}\,\psi \quad \text{или} \quad \psi=\varphi,$$

т. е. в сыпучих грунтах угол сдвига равен углу внутреннего трения.

Характеристики сдвига φ, c и ψ можно определить в лабораторных условиях на приборах для сдвига переуплотненного грунта



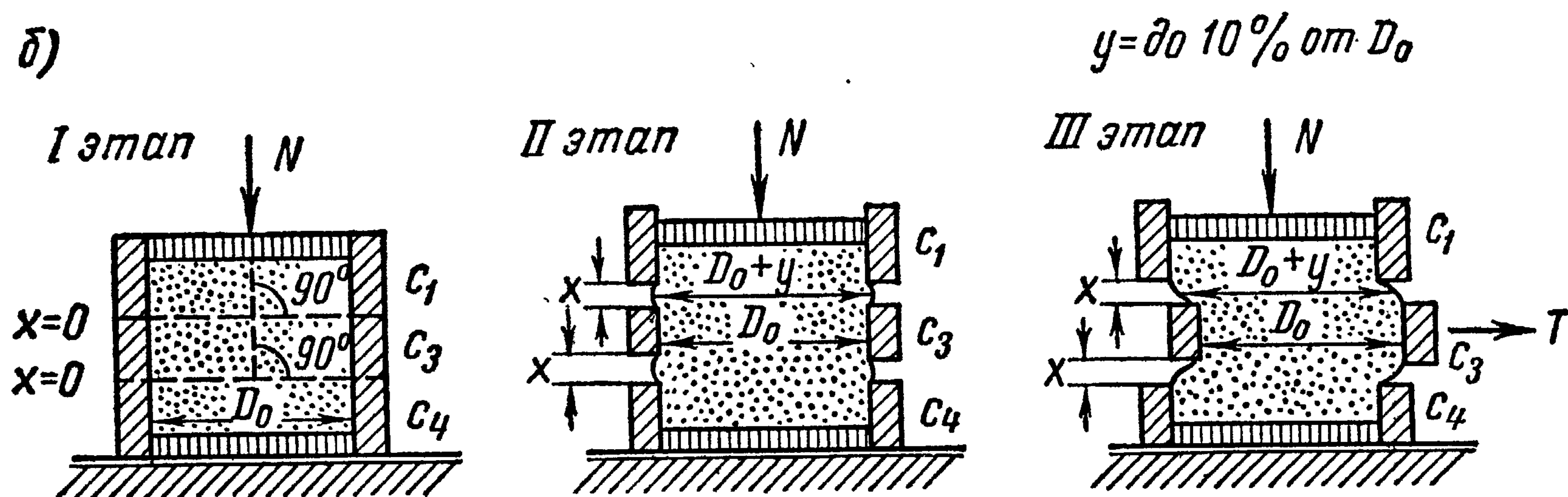


Рис. 8. Схема приборов для испытания грунтов на сдвиг:
а — односрезный; *б* — двухсрезный

или по образцам недоуплотненного грунта с определением влажности грунта в зоне сдвига. Образцы грунта берут в форме цилиндра диаметром не менее 70 *мм* или в виде параллелепипеда со стороной 70 *мм*.

Прочностные показатели грунтов на сдвиг можно определять при одноосном раздавливании образца грунта, кручением, на приборах скошения, вдавливанием в грунт шарикового штампа и испытанием на разрыв.

Имеющиеся лабораторные приборы для испытания грунта на сдвиг (схемы см. на рис. 8) делятся на односрезные (приборы конструкции Гидропроекта) и двухсрезные (прибор Н. П. Пузыревского). Работа на этих приборах проводится в соответствии с действующими инструкциями и сводится к тому, чтобы при трех (минимум) вертикальных нагрузках p_1, p_2 и p_3 определить соответственные им нагрузки горизонтальные, т. е. сдвигающие τ_1, τ_2 и τ_3.

По этим данным строят график зависимости τ от p (рис. 9).

По величине φ определяется $\operatorname{tg}\varphi$ (коэффициент внутреннего трения), а по углу ψ находят коэффициент сдвига $\operatorname{tg}\psi$.

Сопротивление грунтов сдвигу можно определить пробными статическими нагрузками в полевых условиях, пользуясь формулой

$$\tau = \frac{3Fa_0}{2\pi(R_2^3 - R_1^3)},$$

где

$$F = \frac{\pi d^2}{4} p_0 a_0;$$

d — диаметр плунжера гидродомкрата, *см*;
p_0 — показания манометра, *кГ/см²*;
a_0 — расстояние между домкратами, *см*;
R_1 — внутренний радиус сдвигающего кольца, *см*;
R_2 — внешний радиус сдвигающего кольца, *см*.

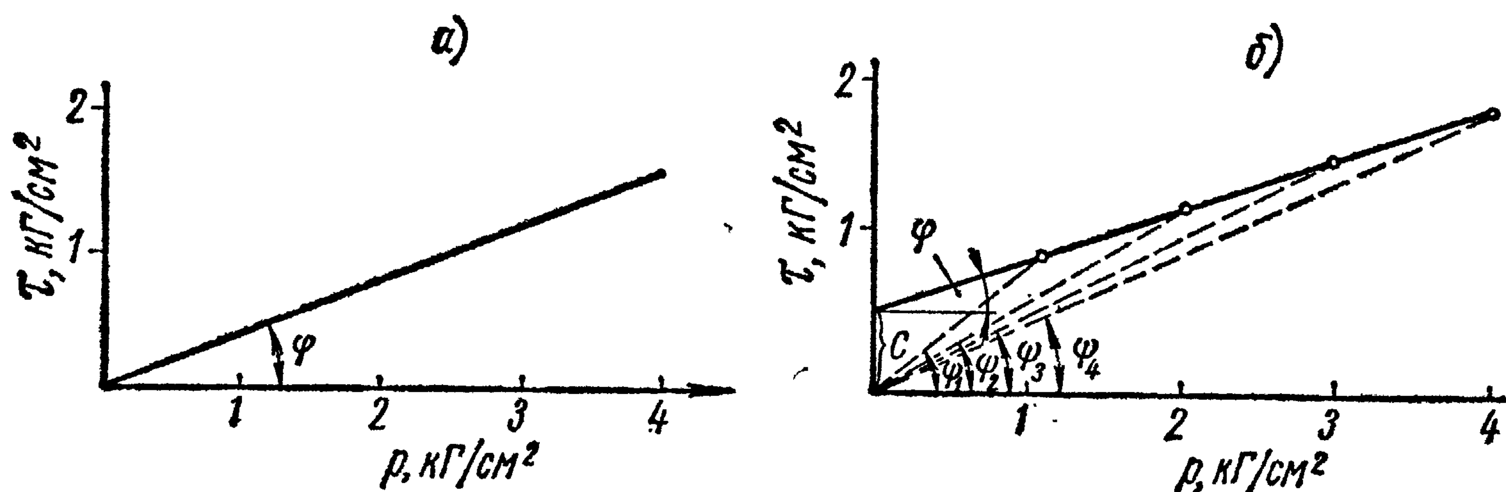


Рис. 9. Графики зависимости τ и p:
а — для несвязных грунтов; *б* — для связных грунтов

Нормативные величины угла внутреннего трения и сил сцепления приведены в табл. 6.

Силу сцепления в глинистом грунте можно определить по трем физическим характеристикам грунта, пользуясь формулой И. К. Кравченко

$$c = K_0 \frac{W_л^2 \gamma_{ск}^2 (1 + 3\sqrt{W_л}\, \gamma_{ск}^3)}{\gamma_у - \gamma_{ск}}, \tag{27}$$

где $K_0 \approx 1{,}9\, W_л \sqrt{W_л}$;

$\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета глинистого заполнителя в монолите смеси, *Т/м³*;

$W_л$ — максимальная молекулярная влагоемкость глинистого заполнителя в долях от веса скелета;

$\gamma_у$ — удельный вес частиц грунта, *Т/м³*.

Пользуясь величинами предыдущей формулы, можно найти коэффициент внутреннего трения грунта

$$f = 0{,}7(1 - K_0)\frac{\gamma_{ск}}{\gamma_у}. \tag{28}$$

Проф. Н. А. Цытович предложил определять силу сцепления глинистых грунтов методом «шарикового штампа». На специальном приборе в образец грунта вдавливают шариковый штамп и замеряют глубину его вдавливания под разными нагрузками.

Эквивалентное сцепление $c_ш$ определяют по формуле

$$c_ш = 0{,}18 \frac{P}{\pi D S}, \qquad (29)$$

где P — полная нагрузка на образец грунта, *кГ*;
D — диаметр шарика, *см*;
S — глубина погружения шарика в грунт, *см*.

§ 3. Упругие свойства грунтов и характеристики упругости

При расчете фундаментов с динамическими нагрузками на упругом полупространстве необходимо знать коэффициенты, характеризующие упругие свойства грунта: 1) коэффициент пропорциональности, или коэффициент постели c_0; 2) коэффициент упругого равномерного сжатия c_z; 3) коэффициент упругого неравномерного сжатия c_φ; 4) коэффициент упругого равномерного сдвига c_x.

Коэффициентом постели грунта, или коэффициентом местной упругой деформации, называется коэффициент пропорциональности между удельной нагрузкой на грунт и его деформацией в пределах прямолинейного участка на графике зависимости между давлением на штамп и его осадкой.

Обозначив через p удельное давление на грунт в *кГ/см*² в пределах прямолинейного участка, буквой S — соответствующую ему полную осадку штампа в *см* и c_0 — коэффициент постели грунта, будем иметь зависимость между этими величинами

$$c_0 = \frac{p}{S} \ кГ/см^3. \qquad (30)$$

Как видно, коэффициент постели численно равен нагрузке на 1 *см*² штампа, при которой его осадка равна 1 *см*. На основе применения коэффициента постели была построена теория сопротивления грунтов — теория Циммермана — Винклера.

Коэффициент постели определяется с помощью полевых исследований грунтов пробными нагрузками и используется для расчетов балок и плит на упругом основании.

В соответствии с формулами теории упругости по определению деформаций грунта от местной нагрузки и равномерным распределением давления по площади коэффициент постели равен

$$c_0 = \frac{E_0}{\omega \sqrt{F}\,(1-\mu^2)}, \qquad (31а)$$

где E_0 — модуль деформации;

ω — коэффициент, зависящий от формы загруженной площади и жесткости фундамента;

μ — коэффициент бокового расширения грунта.

Для бесконечной балки на упругом основании по формуле проф. Н. М. Герсеванова

$$c_0 = 0{,}28 \sqrt{\frac{bE_0^4}{(1-\mu^2)^4 E_1 I}}, \qquad (31б)$$

где b — ширина фундаментной балки;

E_1 — модуль упругости материала балки;

I — момент инерции поперечного сечения балки.

На основании проведенных опытов с грунтами в полевых условиях можно сделать заключение, что в пределах давлений до 1 *кГ/см*^{2} упругие осадки изменяются пропорционально давлению. Можно с достаточной точностью считать, что связь между упругими осадками фундамента и внешним равномерным давлением на грунт является линейной, т. е.

$$p = c_z S_1 \quad \text{или} \quad c_z = \frac{p}{S_1}, \qquad (32а)$$

где S_1 — упругая часть осадки, *см*;

c_z — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта, *кГ/см*^{3}.

Необходимо представлять себе разницу между c_0 и c_z. В то время как коэффициент постели c_0 связывает полную осадку с внешним давлением, коэффициент упругого равномерного сжатия грунта связывает лишь упругую часть полной осадки с давлением. Поэтому $c_z > c_0$.

Коэффициент упругого равномерного сжатия, так же как и c_0, зависит от физических свойств грунта и от площади фундамента. На основании задачи теории упругости о распределении нормальных напряжений под подошвой штампа c_z будет равно

$$c_z = 1{,}3 \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}}. \qquad (32б)$$

Для фундамента в виде абсолютно гибкой плиты, равномерно загруженного вертикальным давлением, c_z можно определить по формуле

$$c_z = \frac{K_z E}{(1-\mu^2)\sqrt{F}}, \qquad (32в)$$

где K_z — коэффициент, зависящий от отношения сторон подошвы фундамента $\alpha = \frac{a}{b}$ (табл. 7).

В технических условиях проектирования фундаментов под машины с динамическими нагрузками (СН 18—58) c_z приводятся в зависимости от величины нормативного давления на грунт R (табл. 8).

Таблица 7

α	K_z
1,0	1,06
1,5	1,07
2,0	1,09
3,0	1,15
5,0	1,22
10,0	1,41

Таблица 8

R, кГ/см²	c_z, Т/м³
До 1,0	2000
2,0	4000
3,0	5000
Более 4,0	6000
5,0	7000

Величины c_z, указанные в табл. 8, относятся только к площади подошвы фундамента $F \geqslant 10$ м². При меньших значениях F величину c_z следует умножать на $\sqrt{\frac{10}{F}}$.

Для определения c_z О. А. Савинов рассмотрел задачу о равновесии жесткого прямоугольного штампа, опирающегося на упругое основание, и получил для этого случая формулу [82] для c_z:

$$c_z = c_2 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta F}\right] \sqrt{\frac{p}{p_2}}, \tag{32г}$$

где c_2 и Δ — постоянные упругости основания, определяемые при давлении на грунт, равном p_2, при испытании грунтов штампами в полевых условиях; Δ для практического пользования может быть равной 1^{-1} м;

c_2 = 0,5÷3,0 кГ/см³ в зависимости от жесткости основания;

a и b — стороны прямоугольного фундамента;

F — площадь подошвы прямоугольного фундамента;

p — давление, передаваемое фундаментом на основание, кГ/см².

Коэффициент упругого неравномерного сжатия согласно работам Д. Е. Польшина и Д. Д. Баркана может быть определен по формуле

$$c_\varphi = \frac{K_\varphi E}{(1-\mu^2)\sqrt{F}}, \tag{33а}$$

где K_φ — коэффициент, зависящий от отношения сторон подошвы фундамента $\alpha = \frac{a}{b}$ (табл. 9).

Таблица 9

α	K_φ	α	K_φ
1,0	1,984	3,0	2,955
1,5	2,254	5,0	3,70
2,0	2,51	10,0	4,981

О. А. Савинов вывел формулу коэффициента упругого неравномерного сжатия

$$c_\varphi = c_2 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta F}\right] \sqrt{\frac{p}{p_2}}. \qquad (33б)$$

Значения c_2, a, b, Δ, p_2, F и p те же, что и в формуле (32).

Согласно ТУ СН 18—58 коэффициент c_φ приблизительно равен

$$c_\varphi \approx 2c_z \ T/м^3.$$

Коэффициент упругого равномерного сдвига c_x определяется при действии на фундамент горизонтальной силы, приложенной на уровне подошвы. Аналогично предыдущим коэффициентам c_x равен

$$c_x = \frac{K_x E}{(1-\mu^2)\sqrt{F}}, \qquad (34а)$$

где K_x — коэффициент, зависящий от отношения сторон подошвы фундамента $\alpha = \frac{a}{b}$ и от величины коэффициента бокового расширения μ (табл. 10).

Таблица 10

μ \ α	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
0,1	1,04	1,0	1,01	1,02	1,05	1,15	1,25
0,2	0,99	0,938	0,942	0,945	0,975	1,05	1,16
0,3	0,926	0,868	0,864	0,87	0,906	0,95	1,04
0,4	0,344	0,792	0,77	0,784	0,806	0,85	0,94
0,5	0,77	0,704	0,692	0,686	0,7	0,732	0,94

Коэффициент упругого равномерного сдвига будет равен

$$c_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta F}\right] \sqrt{\frac{p}{p_2}}, \qquad (34б)$$

где

$$D_0 \approx \frac{1-\mu}{1-0{,}5\mu} c_2.$$

По ТУ СН 18—58, коэффициент упругого равномерного сдвига равен

$$c_x = 0{,}7c_z \ T/м^3. \qquad (34в)$$

Резюмируя вышеизложенное, приходим к выводу, что коэффициенты c_z, c_x, c_φ, характеризующие упругие свойства грунтов, можно определить следующими методами:

а) теоретическим путем с помощью формул, выведенных при рассмотрении грунта как упругого полупространства;

б) в результате экспериментальных исследований грунта в полевых условиях с помощью штампов различной площади и нагружения их статическими нагрузками;

в) по техническим условиям (с помощью таблиц).

Наилучшие результаты получаются в процессе полевых испытаний грунтов штампами.

Глава 2.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ПОД НАГРУЗКОЙ ОТ СООРУЖЕНИЯ

Для того чтобы правильно оценивать прочность и устойчивость грунтов оснований и земляных сооружений и определять их осадки, необходимо знать законы распределения напряжений в грунтах основания сооружения.

Грунтовый массив рассматривается как бесконечно распространенный объем, ограниченный одной поверхностью. Такие тела в теории упругости носят название полупространства.

Действующая на грунтовый массив нагрузка от сооружения создает в нем определенное поле напряжений, под давлением которого грунтовые частицы соответственно и стабильно размещены. Поэтому для каждого напряженного состояния создается неизменяемая система связей между частицами грунта, присущая только данному полю напряжений. С изменением этого поля система связей между частицами грунта может быть нарушена. Тем не менее признание неизменяемости связей служит основанием для решения задачи напряженного состояния грунта с помощью механической модели. При этом следует учитывать, что различное состояние внутренних связей может создаваться в различных грунтах действием одного и того же поля напряжений.

Так как состояние внутренних связей в грунте будет каждый раз определяться его деформацией при данном напряжении, то эта деформация, естественно, будет индивидуальной для каждого грунта, вернее определенного типа грунта, обусловленного его структурой. Имея в виду любую закономерность зависимости между напряжениями и деформациями, допускают ограничение общей гипотезы линейной деформируемости (т. е. закона Гука), принятой для большинства задач общей теории сплошных систем [7].

В связи с этим линейная деформируемость некоторых грунтов будет представлять собой частный случай общей деформируемости грунтов в определенном поле напряжений.

В курсе «Основания и фундаменты» рассматриваются два вида напряжений: 1) напряжения, возникающие непосредственно под подошвой фундамента (контактная задача); 2) напряжения, распределяющиеся ниже подошвы фундамента, в грунтовом массиве основания.

§ 1. Напряжения в грунте непосредственно под подошвой фундамента

Распределение напряжений под подошвой фундамента зависит от величины и формы подошвы фундамента, его жесткости, свойств грунта и характера нагрузки.

В случае достаточно жесткого фундамента распределение реактивных давлений по подошве фундамента можно приближенно определить по формулам сопротивления материалов (рис. 10). При этом интенсивность напряжений в грунте p_0 будет:

а) при центральном сжатии

$$p_0 = \frac{P}{F}, \tag{35}$$

где P — вертикальная нагрузка, передающаяся на подошву фундамента;

F — площадь подошвы фундамента, на которую действует нагрузка P;

б) при внецентренном сжатии

$$\left.\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{P}{F}\left(1+\frac{6e}{b}\right); \\ p_{\min} &= \frac{P}{F}\left(1-\frac{6e}{b}\right); \end{aligned}\right\} \tag{36а}$$

или

$$p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{P}{F} \pm \frac{\Sigma M_x}{I_x} y \pm \frac{\Sigma M_y}{I_y} x, \tag{36б}$$

где e — эксцентриситет силы P относительно центра тяжести площади подошвы фундамента;

b — ширина подошвы фундамента;

M_x и M_y — моменты внешних сил относительно главных осей инерции;

I_x и I_y — моменты инерции относительно тех же осей;

x и y — координаты рассматриваемой точки.

При внецентренной нагрузке эпюры напряжений в грунте могут быть трех видов: при эксцентриситете $e < \frac{b}{6}$ — трапеция, при этом $p_{\max}$ и $p_{\min}$ имеют один знак— «плюс»; при $e = \frac{b}{6}$ (сила расположена на границе ядра сечения) — треугольник с $p_{\min}$, равным нулю; при $e > \frac{b}{6}$ — треугольник с основанием c. В этом случае напряжение в грунте определится по формуле

$$p_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{P}{\kappa a} \kappa\Gamma/c\text{м}^2, \tag{36в}$$

где κ — расстояние точки приложения равнодействующей до ближайшего края фундамента;

Теоретические и экспериментальные исследования показали, что эпюры распределения напряжений по подошве фундаментов не являются прямолинейными, а имеют либо параболическое, либо

седлообразное очертание в соответствии с развитием под фундаментами областей предельного равновесия (пластических деформаций).

Опыты с песчаными грунтами при заглублении штампа с большой площадью дают также эпюру напряжений седлообразной формы. Опытами доказано, что p_{max} колеблется в пределах от 1,6 до 3,0 p_0.

Если области предельного равновесия малы и ими можно пренебречь, то распределение напряжений по подошве абсолютно жестких фундаментов, без учета сил трения по контакту, может быть определено соответствующими методами теории упругости.

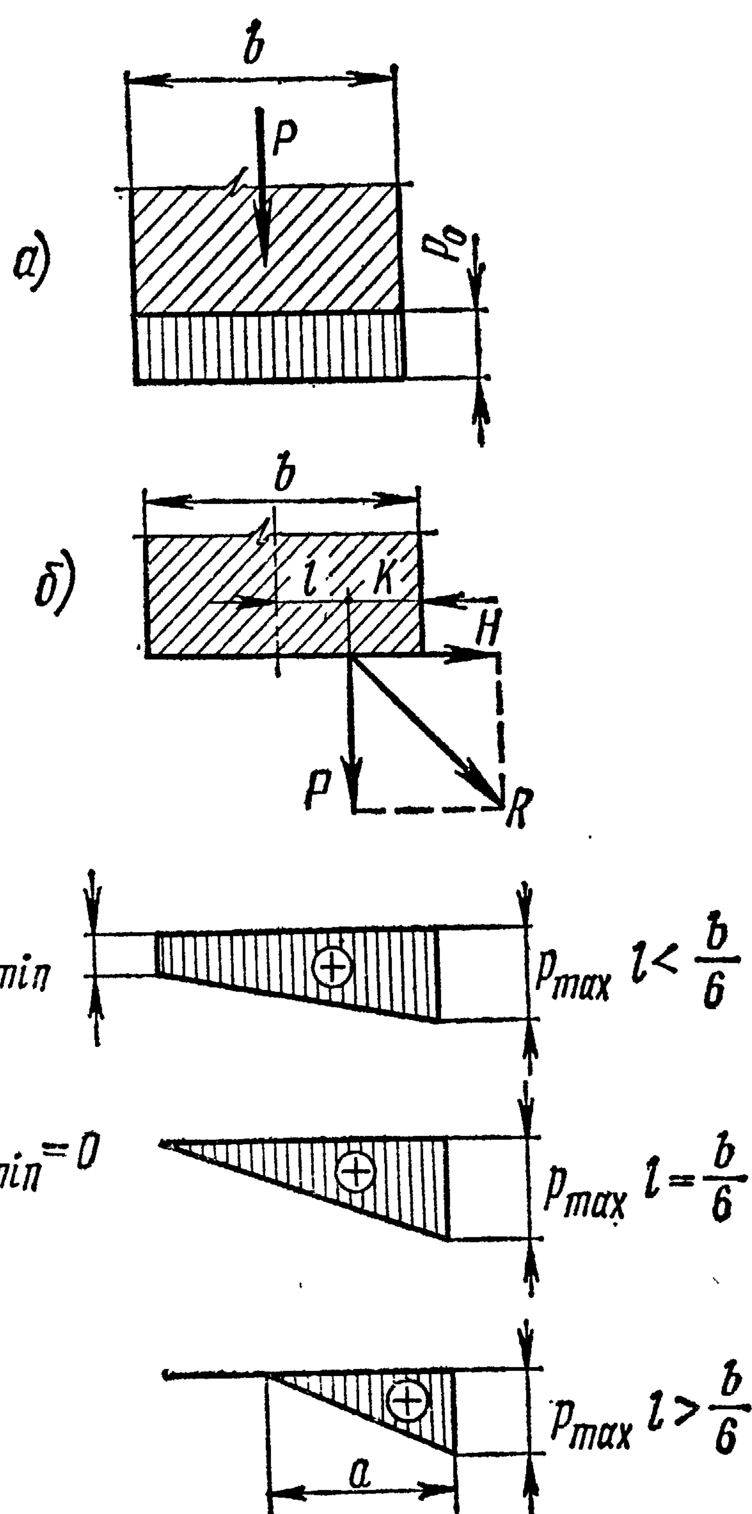


Рис. 10. Упрощенная схема напряжений по подошве фундамента:
а — центральное нагружение; *б* — внецентренное нагружение

Предполагается, что вертикальные перемещения всех точек абсолютно жесткого фундамента при центральной нагрузке будут одинаковы, т. е. условием для определения напряжения будет являться вертикальная деформация поверхности грунтового полупространства.

Буссинеском и Шлейхером дано решение для определения напряжений непосредственно под круглой подошвой фундамента:

$$p = \frac{p_0}{2\sqrt{1 - \frac{R^2}{r^2}}}, \qquad (37a)$$

где p — напряжение в любой точке площади подошвы фундамента, *кГ/см²*;

r — радиус площади круга (рис. 11), *см*;

p_0— средняя величина давления по подошве фундамента, *кГ/см²*;

R — расстояние от центра координатных осей до точки M, *см*.

Если в формулу (37а) подставить разные значения R, то получим:

при	$R = 0$	$p = 0,5\ p_0$
»	$R = 0,5\ r$	$p = 0,58\ p_0$
»	$R = 0,75\ r$	$p = 0,76\ p_0$
»	$R = r$	$p = \infty$

Как видно, для точек по краям площади абсолютно жесткого круглого штампа формула (37а) теоретически дает бесконечно боль-

шую величину напряжений. Но грунт не может воспринимать нагрузки больше определенного предела. Поэтому по периметру круглого штампа возникают пластические деформации, за счет которых происходит перераспределение напряжений. Эпюра напряжений при этом приобретает вид, указанный на рис. 11.

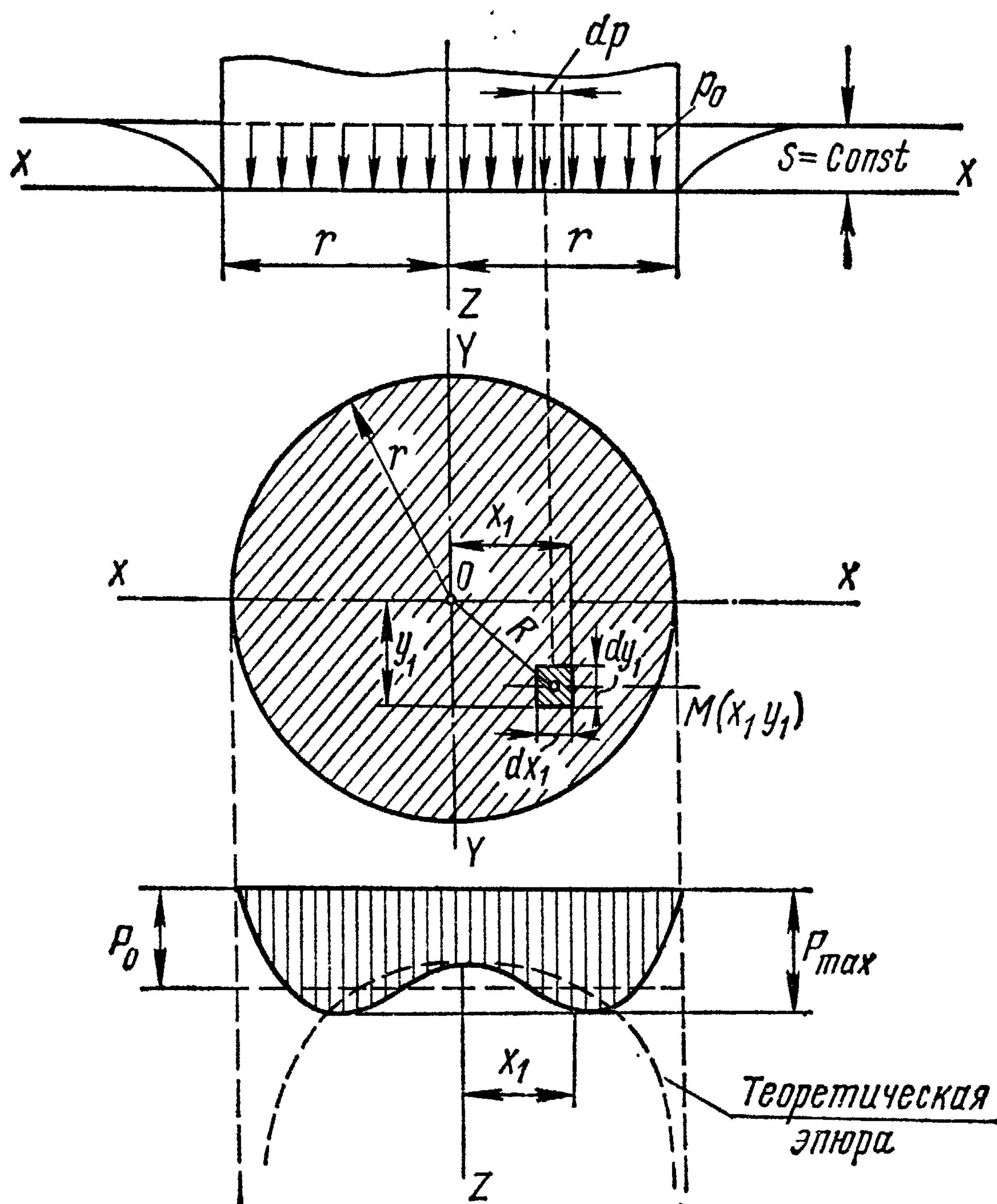


Рис. 11. Напряжение в грунте под круглой площадью фундамента

К. Е. Егоров предложил формулу для определения напряжений под абсолютно жестким круглым штампом при внецентренной нагрузке

$$p = \frac{\left(1 + \frac{3ex}{r^2}\right) P}{2\pi r \sqrt{r^2 - x^2 - y^2}}, \qquad (37б)$$

где x, y — координаты рассматриваемой точки;

e — эксцентриситет точки приложения силы.

В случае ленточной нагрузки (плоская задача) давление по подошве ленточного абсолютно жесткого фундамента может быть определено по формуле Садовского

$$p = \frac{2p_0}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{x}{b_1}\right)^2}}, \qquad (37в)$$

где p_0 — среднее давление на единицу площади фундамента, *кГ/см*^{2};
x — расстояние от середины фундамента до рассматриваемой точки, *см*;
b_1 — полуширина подошвы фундамента, *см*.

Ордината напряжения под центром тяжести поперечного сечения ленточного фундамента при $x=0$ может быть выражена равенством

$$p_x = 0,637 p_0.$$

Как видно, p_x будет больше, чем при круглой площади подошвы.

В. А. Гастев предложил формулу для определения напряжений по подошве при внецентренной вертикально действующей нагрузке на ленточный фундамент с боковой пригрузкой

$$p = \frac{p_0}{\pi \sqrt{b_1^2 - x^2}} \left(1 + \frac{2ex}{b_1^2} - \frac{2qb_1}{p_0}\right) + q. \qquad (37г)$$

При отсутствии боковой пригрузки q формула приобретает вид

$$p = \frac{p_0}{\pi \sqrt{b_1^2 - x^2}} \left(1 + 2\frac{ex}{b_1^2}\right). \qquad (37д)$$

Несмотря на значительное количество имеющихся формул по определению напряжений непосредственно под подошвой фундамента, эту задачу нельзя считать окончательно решенной, если принять во внимание реальные грунты и реальные фундаменты.

Для прямоугольной подошвы фундамента и квадратных жестких плит имеется приближенное решение проф. М. И. Горбунова-Посадова, основанное на разложении интегрального уравнения в двойной степенной ряд. Предполагается, что закон распределения напряжений в грунте по подошве фундамента будет выражаться следующим уравнением:

$$p_{x,y} = \sum_{i=0}^{\infty} \sum_{j=0}^{\infty} a_{ij} \ldots x^i y^j, \qquad (38а)$$

где i, j — число членов ряда, расположенного соответственно по осям x и y;
x, y — координаты точки опорной площади плиты, приведенные к сторонам прямоугольника a_1 и b_1, т. е.

$$x = \frac{x_1}{a_1} \quad \text{и} \quad y = \frac{y_1}{b_1},$$

где x_1, y_1 — расстояние до рассматриваемого сечения от середины балки;
a_{ij} — коэффициент, определяемый из условия равновесия плиты под действием внешней нагрузки, реактивных давлений и контактного прилегания плиты к грунту, или, иначе говоря, равенства вертикальных перемещений грунта и штампа в любой точке поверхности опирания.

Часто реактивные давления (при узких фундаментных балках) рассчитывают не на единицу поверхности, а на единицу длины, тогда

$$p_x = \sum_{i=0}^{\infty} a_i x^i, \tag{38б}$$

причем, для практического приближенного решения в ряду берется ограниченное число членов n. В этом случае выражение примет вид

$$p_x = \sum_{i=0}^{n} a_i x^i. \tag{38в}$$

Число неизвестных коэффициентов a_i будет равно $n+1$. Для их определения нужно составить такое же количество уравнений. Для упрощения определения величины реактивного давления Б. Н. Жемочкин предложил следующий прием решения [41].

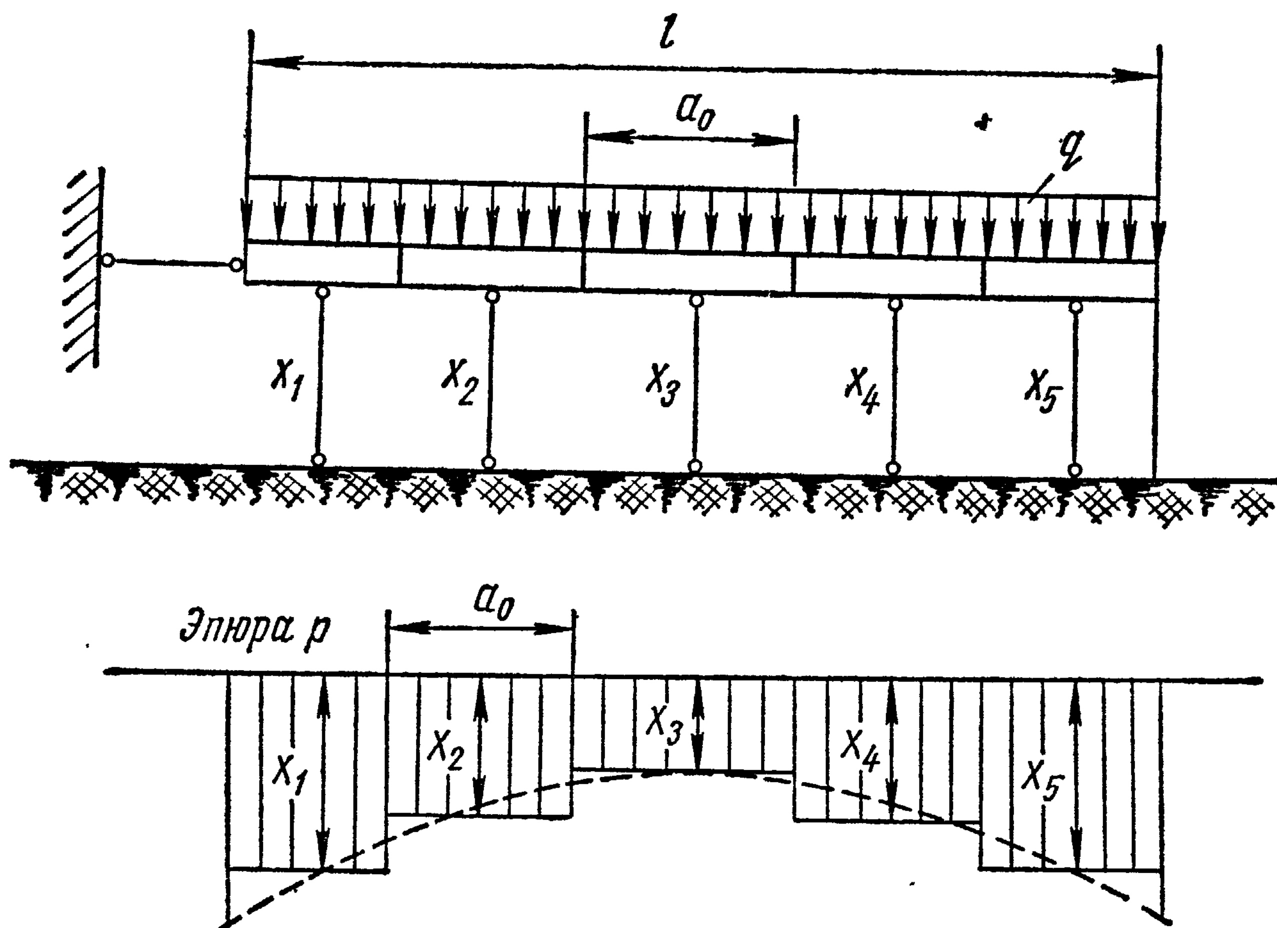


Рис. 12. К расчету по методу Б. Н. Жемочкина

Между балкой и основанием помещается ряд абсолютно жестких связей — стержней на разных расстояниях. Таким образом каждый участок балки будет опираться на основание только в одной точке (рис. 12). Горизонтальные стержни ставятся для того, чтобы придать системе неизменяемость. Усилия в них равны нулю. Нагрузка на основание от каждого стержня (реакция) считается не сосредоточенной, а равномерно распределенной по площади $b \times a$, для того чтобы избежать бесконечно больших осадок. В действительности реакция грунта, как известно, распределяется неравномерно не только в продольном направлении, но и в поперечном, и зависит от жесткости балки. Осадки по оси балки и по краям также должны быть различными.

Для расчета такой балки в строительной механике применяют смешанный способ решения. Предполагают заделку балки в каком-нибудь сечении (хотя бы на конце), удаляют стержни и заменяют их неизвестными силами X_1, X_2, ... и т. д. по количеству стержней. За неизвестные принимаются также осадка начальной точки y_0 и угол поворота в ней φ_0.

Для системы с четырьмя опорными реакциями уравнения будут:

$$\left.\begin{aligned}
&1)\ X_1\delta_{11}+X_2\delta_{12}+X_3\delta_{13}+X_4\delta_{14}-y_0-\varphi_0 a_1+\Delta_{1p}=0;\\
&2)\ X_1\delta_{21}+X_2\delta_{22}+X_3\delta_{23}+X_4\delta_{24}-y_0-\varphi_0 a_2+\Delta_{2p}=0;\\
&3)\ X_1\delta_{31}+X_2\delta_{32}+X_3\delta_{33}+X_4\delta_{34}-y_0-\varphi_0 a_3+\Delta_{3p}=0;\\
&4)\ X_1\delta_{41}+X_2\delta_{42}+X_3\delta_{43}+X_4\delta_{44}-y_0-\varphi_0 a_4+\Delta_{4p}=0;\\
&5)\ -X_1-X_2-X_3-X_4+\sum p=0;\\
&6)\ -X_1a_1-X_2a_2-X_3a_3-X_4a_4+\sum Mp=0.
\end{aligned}\right\} \quad (39)$$

Первые четыре уравнения называются каноническими и выражают условия, что суммарные перемещения по направлению каждого из неизвестных X_1, X_2, X_3, X_4 равны нулю. Пятое и шестое выражения являются уравнениями равновесия. Перемещения δ слагаются из перемещений от осадки основания и от изгиба балки. Таким образом, перемещение по направлению силы $X_к$— действия единичной силы, приложенной по направлению X_i, равно

$$\delta_{кi}=y_{кi}+v_{кi}.$$

Величина $y_{к\,i}$ определяется как осадка для упругого полупространства по формуле

$$y_{кi}=\frac{(1-\mu^2)}{\pi E_0 a_0}\cdot F_{кi}.$$

Значения функций $F_{кi}$ приведены в табл. 11.

Прогиб балки $v_{кi}$ равен

$$v_{кi}=\frac{a_0^3}{6EI}\,W_{кi},$$

где $W_{кi}$— единичный прогиб, определяемый также из таблицы книги [41].

Найдя все неизвестные, можно определить интенсивность реакции основания в каждой точке давления x на участке a_0 и вычертить эпюру реакции (см. рис. 12).

Реактивные давления находятся по формуле

$$p_{кi}=\frac{X_i}{a_0}. \qquad (40)$$

Проф. И. А. Симвулиди дал простой практический метод определения реактивного давления под балкой на упругом основании без гипотезы коэффициента постели, используя формулы теории упру-

Таблица 11

Единичные осадки $F_{\kappa i}$ для упругого полупространства и нагрузки, расположенной в виде прямоугольника

$\frac{x}{c_0}$	$\frac{c_0}{x}$	$F_{\kappa i}$					
		$\frac{b}{c}=\frac{2}{3}$	$\frac{b}{c}=1$	$\frac{b}{c}=2$	$\frac{b}{c}=3$	$\frac{b}{c}=4$	$\frac{b}{c}=5$
0		4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,332
1	1	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,5	0,508	0,505	0,49	0,649	0,446	0,424
3	0,333	0,336	0,335	0,33	0,323	0,315	0,305
4	0,25	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	0,20	0,2	0,20	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,099

гости по определению деформаций грунта как для упругого изотропного полупространства и расчетные формулы в математической обработке с помощью функциональных прерывателей.

В основу вывода расчетных формул проф. И. А. Симвулиди положил контактную задачу, предполагающую совпадение упругой линии балки с поверхностью грунтового основания.

Так как исследование распределения напряжений непосредственно по подошве фундаментов дает почти всегда параболическое очертание эпюры, то реактивные давления под балкой проф. Симвулиди принял изменяющимися по длине балки по формуле

$$p_x = a_0 + \frac{2a_1}{L}\left(x - \frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2}{L^2}\left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{8a_3}{L^3}\left(x - \frac{L}{2}\right)^3, \quad (40а)$$

где L — длина балки;

a_0, a_1, a_2, a_3 — неизвестные параметры, величины которых зависят от жесткости балки, ее длины, модуля деформации упругого основания, характера нагрузки и ее расположения [9].

За последнее время проводились широкие натурные исследования контактных напряжений по подошве жестких фундаментов жилых и общественных зданий г. Москвы на песчаных основаниях.

Результаты исследований подтверждают возможность применения формул теории упругости в оценке контактных напряжений заглубленных фундаментов при сравнительно небольших внешних давлениях по подошве фундаментов.

§ 2. Определение напряжений по подошве фундаментов с учетом пластических деформаций под краями фундамента

В настоящее время расчеты оснований на устойчивость, осадку и реактивный отпор проводятся или по теории упругости или по теории предельно напряженного (пластического) состояния грунта.

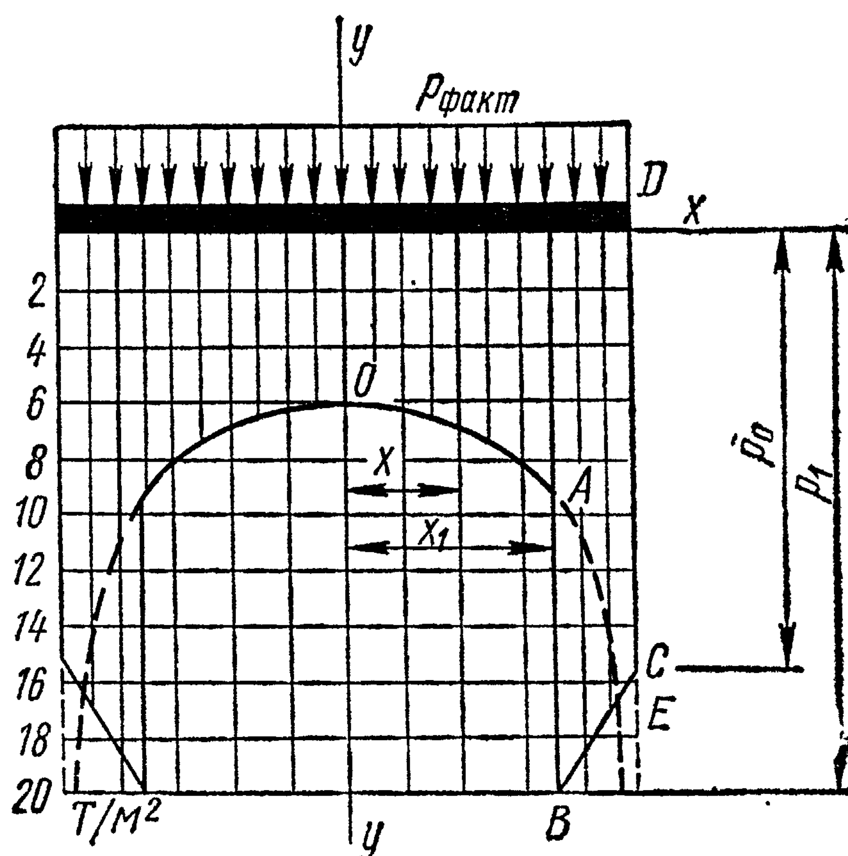


Рис. 13. Эпюры напряжений под подошвой фундаментов с учетом действия пластических деформаций

Между тем, почти во всех реальных случаях работы основания под сооружением в грунте одновременно существуют зоны упругого и пластического состояний. Игнорирование в работе одной из зон может привести к большим ошибкам. Чтобы избежать этого, необходимо использовать решение смешанной задачи, которое принимает во внимание взаимодействие упругих и пластических зон под подошвой фундамента.

М. И. Горбунов-Посадов [26] дал следующий прием решения смешанной задачи для определения напряжений под подошвой фундамента.

Предположим, что имеется частное решение плоской задачи для ленточного фундамента, жесткого штампа и грунта, обладающего углом внутреннего трения φ и силой сцепления c. Сначала задаются шириной ленточного фундамента —$2b_1$. Затем определяется внешняя интенсивность нагрузки на подошву фундамента $p_{факт}$ (рис. 13).

В соответствии с формулой Садовского

$$p = \frac{p_{\text{факт}}}{\pi \sqrt{b_1^2 - x^2}}$$

строят эпюру напряжений непосредственно под подошвой фундамента. Так как под краями ленточного фундамента получаются напряжения, идущие в бесконечность, то их определяют по формуле Горбунова-Посадова

$$p_0 = \gamma w h \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + c \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right), \quad (41)$$

где h — заглубление подошвы фундамента.

После этого определяют величину напряжений p_1 на расстоянии x_1 от центра подошвы фундамента. Эта величина может быть найдена из уравнения трапецеидальной эпюры

$$p_1 = p_0 + A(b_1 - x_1),$$

где A — эмпирический коэффициент.

Величина абсциссы x_1, при которой напряжение в грунте будет максимальным, может быть определена методом подбора, пользуясь уравнением

$$\frac{p_{\text{факт}}}{\pi} \left(\frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{x_1}{b_1} \right) = (p_a + b_i A)(b_i - x_1) - \frac{A}{2}(b_1^2 - x_1^2). \quad (42)$$

Напряжение от точки C до точки B (см. рис. 13) принято изменяющимся по закону прямой линии.

Согласно этому решению снижается величина изгибающих балку моментов, вследствие чего получается значительная экономия материала фундаментной балки.

Из предыдущего материала данной главы видно, что в настоящее время существует много механических моделей грунтового основания. Для некоторых из них разработаны методы расчета балок и плит до стадии практического применения.

Проф. И. И. Черкасов тщательно проанализировал все основные типы моделей грунтовых оснований и изложил их в общедоступной табличной форме [92].

Несмотря на математические трудности решения смешанной задачи, этот метод имеет большое экономическое значение для расчета оснований сооружений, так как он одновременно учитывает пластическое и упругое состояние материала и вскрывает добавочные резервы прочности.

§ 3. Определение напряжений в грунте ниже подошвы фундамента

Напряжения в грунте ниже подошвы фундамента могут определяться по теории силовых полей [7] методом теории упругости и методом дискретного полупространства.

Основной исходной задачей является задача о распределении напряжений при действии сосредоточенной силы, приложенной к поверхности массива, ограниченного горизонтальной плоскостью

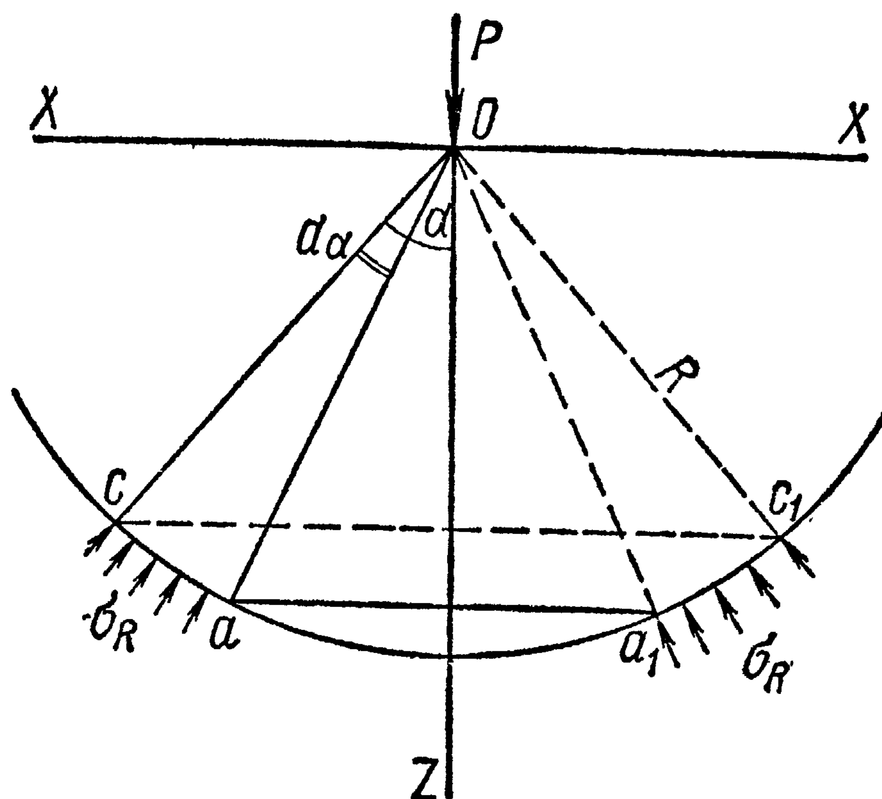


Рис. 14. Схема радиальных напряжений при действии сосредоточенной силы

(пространственная задача). Наибольший интерес представляет определение компонентов напряжений, расположенных перпендикулярно горизонтальной площадке (p_z) и вертикальным площадкам (p_x и p_y). Задача может быть решена по теории силовых полей.

По этой теории напряжения от сосредоточенной силы на поверхности полупространства рассматриваются как результат энергетического воздействия, передающего механическую энергию на точки приложения силы в глубь полупространства, по радиально расходящимся лучам. В случае полной однородности грунта лучи сохраняют свое прямолинейное направление. Любой прямолинейный луч можно представить как элементарный энергетический пучок с малым углом $d\alpha$ в точке приложения силы P (рис. 14). В сечениях данного пучка сферическими поверхностями различных радиусов получается постепенное рассеяние выраженного этим пучком элементарного усилия dp. Каждое сечение энергетического пучка может быть выражено как площадь dF основания элементарного конуса с высотой R и углом $d\alpha$:

$$dF = \frac{\pi}{4} R^2 (d\alpha)^2.$$

Интенсивность распределения элементарного усилия по поверхности dF будет

$$\sigma_R = \frac{dp}{dF} = \frac{4dp}{\pi R^2 (d\alpha)^2},$$

где σ_R — нормальное радиальное напряжение на площадке dF, направленное по радиусу сферической поверхности.

Отношение радиальных напряжений, действующих на различных сечениях одного и того же энергетического пучка, можно выразить формулой

$$\frac{\sigma'_R}{\sigma''_R} = \frac{1}{R_1^2} : \frac{1}{R_2^2}, \qquad (а)$$

где R_1 и R_2 — радиусы-векторы точек, лежащих на направлении одного луча.

Для точек, лежащих на поверхности полупространства, при $z=0$ радиальное напряжение равно нулю, а при $\alpha=0$, т. е. при $z=R$, оно будет максимальным.

Не связывая себя никакими допущениями о деформируемости грунта, зависимость между радиальным напряжением и глубиной для точек одного и того же сферического сечения можно выразить степенной функцией

$$\sigma_R = \frac{APz^n}{R^\nu}, \qquad (б)$$

где n — показатель степени влияния глубины точки;

ν — показатель степени влияния радиуса полусферы, или, как иногда его называют, коэффициент концентрации напряжений;

A — постоянный коэффициент пропорциональности.

Применяя выражение (б) для точек, расположенных по вертикальной оси действия силы P, будем иметь

$$(\sigma_R)_{z=R} = \frac{AP}{R^{\nu-n}}. \qquad (в)$$

Отношение радиальных напряжений в двух точках вертикального луча на расстоянии R_1 и R_2 в соответствии с выражением (б)

$$\frac{(\sigma_R)'_{z=R}}{(\sigma_R)''_{z=R}} = \frac{1}{R_1^{\nu-n}} : \frac{1}{R_2^{\nu-n}}. \qquad (г)$$

Сравнивая формулы (а) и (г), можно сделать вывод, что $\nu - n = 2$. Тогда выражение (б) будет иметь вид

$$\sigma_R = \frac{APz^{\nu-2}}{R^\nu},$$

или, заменяя $\frac{z}{R}$ на $\cos\alpha$, будем иметь

$$\sigma_R = \frac{AP\cos^{\nu-2}\alpha}{R^\nu}. \qquad (д)$$

Коэффициент пропорциональности A находится путем приравнивания нулю внешней силы P и внутренних сил, действующих по полусфере.

Элементарное усилие, действующее на бесконечно малую часть поверхности полусферы, будет равно

$$dp = \sigma_R dF.$$

За бесконечно малую часть поверхности полусферы принимается поверхность шарового пояса, так как на нее действуют одинаковые σ_R. Эта элементарная площадь (см. рис. 14) выражается длиной окружности $2\pi R \sin\alpha$, умноженной на ширину пояса, которая равна длине дуги $R d\alpha$, очерченной радиусом R, и соответствует центральному углу $d\alpha$.

Тогда $dF = 2\pi R^2 \sin\alpha\, d\alpha$, а значит и $dp = \sigma_R dF = 2\pi R^2 \sigma_R \sin\alpha\, d\alpha$. Так как приложенные к вырезанной полусфере силы состоят из внешней силы P и элементарных сил dp, будем иметь равенство

$$P = \int_F \cos\alpha\, dp$$

или, используя значения dp и σ_R,

$$-2\pi A \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^{\nu-1}\alpha \sin\alpha\, d\alpha = 1. \qquad \text{(е)}$$

Заменяя $\sin\alpha\, d\alpha$ через $(-d\cos\alpha)$, можно найти интеграл

$$-\int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^{\nu-1}\alpha d\cos\alpha = -\left|\frac{\cos^{\nu}\alpha}{\nu}\right|_0^{\frac{\pi}{2}} = \frac{1}{\nu}$$

и представить выражение (е) в виде

$$2\pi A \frac{1}{\nu} = 1.$$

Отсюда

$$A = \frac{\nu}{2\pi}. \qquad \text{(ж)}$$

Подставляя выражение (ж) в формулу (д), получим

$$\sigma_R = \frac{\nu P \cos^{\nu-2}\alpha}{2\pi R^2}. \qquad \text{(43а)}$$

Формулу радиального напряжения можно выразить в прямоугольных координатах, если вместо $\cos\alpha$ подставить $\frac{z}{R}$ и вместо $R - \sqrt{z^2 + x^2}$.

Тогда

$$\sigma_R = \frac{\nu P z^{\nu-2}}{2\pi\left(\sqrt{z^2+x^2}\right)^{\nu}}. \qquad (43б)$$

Для любого сечения $I-I$, наклоненного под углом β к сечению, перпендикулярному к действию радиальных напряжений (рис. 15), будем иметь:

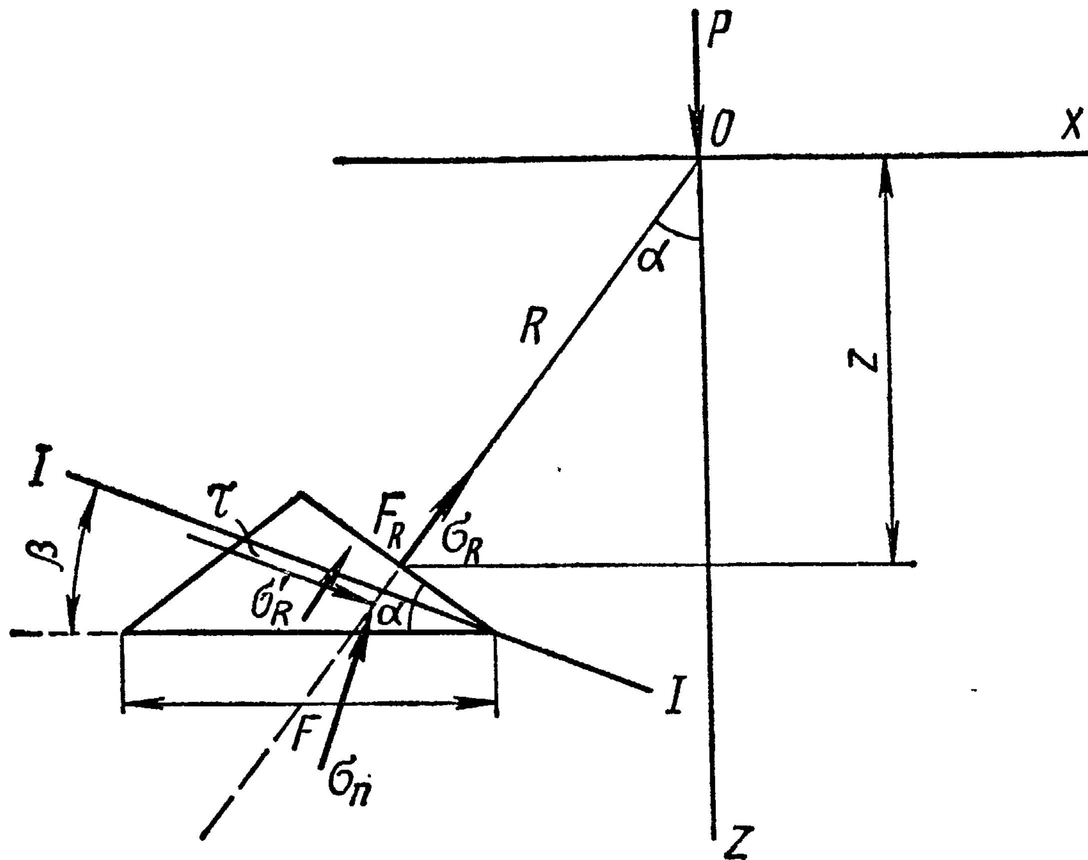


Рис. 15. К определению напряжений при действии сосредоточенной силы

а) нормальное напряжение

$$\sigma_n = \sigma_R \cos^2\beta = \frac{\nu P \cos^{\nu-2}\alpha \cos^2\beta}{2\pi R^2} = \frac{\nu P z^{\nu-2}\cos^2\beta}{2\pi\left(\sqrt{z^2+x^2}\right)^{\nu}};$$

б) касательное напряжение

$$\tau = \sigma_R \sin\beta\cos\beta = \frac{\nu P \cos^{\nu-2}\alpha \sin\beta\cos\beta}{2\pi R^2} = \frac{\nu P \sin\beta\cos\beta z^{\nu-2}}{2\pi\left(\sqrt{z^2+x^2}\right)^{\nu}}.$$

Для горизонтального сечения, перпендикулярного оси z (при $\beta=\alpha$), нормальное напряжение σ_z будет равно

$$\sigma_z = \frac{\nu P \cos^{\nu}\alpha}{2\pi R^2} = \frac{\nu P z^{\nu}}{2\pi\left(\sqrt{z^2+x^2}\right)^{\nu+2}}. \qquad (44)$$

Для вертикального сечения горизонтальная составляющая общего радиального напряжения σ_x при $\beta = \frac{\pi}{2}+\alpha$ равна

$$\sigma_x = \frac{\nu P \cos^{\nu-2}\alpha \sin^2\alpha}{2\pi R^2} = \frac{\nu P z^{\nu-2} x^2}{2\pi\left(\sqrt{z^2+x^2}\right)^{\nu+2}}. \qquad (45)$$

Касательные напряжения на этих двух взаимно перпендикулярных площадках имеют одну и ту же величину и отличаются только знаками:

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \pm \frac{\nu P \cos^{\nu-1}\alpha \sin\alpha}{2\pi R^2} = \pm \frac{\nu P z^{\nu-1} x}{2\pi \left(\sqrt{z^2+x^2}\right)^{\nu+2}}. \qquad (46)$$

Напряжения в точках грунтового полупространства, возникающие от действия сосредоточенной силы, могут быть найдены по методу силовых полей для любого грунта, так как при выводе представленных выше формул не было принято никаких ограничений на закономерность деформирования грунта под нагрузкой. Качество грунта в формулах выражено параметром ν.

Определение напряжений по методу силовых полей является общим решением.

В 1885 г. Ж. Буссинеском была решена задача для упруго-изотропного полупространства, нагруженного вертикальной сосредоточенной силой, при условии однородности полупространства, постоянства модуля общей деформации, мгновенного процесса сжатия под нагрузкой и прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями (закон Гука).

Радиальное напряжение по Буссинеску в окончательном виде напишется так:

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi R^2} \cos\alpha. \qquad (47)$$

Для вертикальной составляющей общего напряжения σ_z Буссинеском дана формула

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P z^2}{\pi R^4} \cos\alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}. \qquad (48)$$

Нормальные напряжения по горизонтальным осям:

а) по оси x

$$\sigma_x = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \left\{ \frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)\,x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z^3}{R^3} \right] \right\}; \qquad (49)$$

б) по оси y

$$\sigma_y = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \left\{ \frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)\,y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z^3}{R^3} \right] \right\}. \qquad (50)$$

Касательные напряжения τ_{zy}, τ_{zx} и τ_{xy} можно определить из формул

$$\left.\begin{aligned} \tau_{zy} &= \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{y z^2}{R^5}; \quad \tau_{zx} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{x z^2}{R^5}; \\ \tau_{xy} &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{(2R+z)\,xy}{(R+z)^2 R^3} \right], \end{aligned}\right\} \qquad (51)$$

где μ — коэффициент бокового расширения.

Как показали исследования, для площадей подошвы фундаментов более 1 $м^2$ при нагрузке, не вызывающей выдавливания грунта из-под штампа, в формулу (44) следует подставить коэффициент концентрации напряжения $\nu=3$. Тогда эта формула примет вид формулы Буссинеска, т. е. формула Буссинеска характеризует частный случай общего напряженного полупространства при коэффициенте концентрации напряжений $\nu=3$.

Несмотря на отсутствие в реальных условиях чисто сосредоточенных сил, задача действия сосредоточенной силы на полупространство имеет большое значение, так как многие случаи загружения могут быть сведены к действию сосредоточенной силы на грунт без особых погрешностей для результатов расчета напряжений.

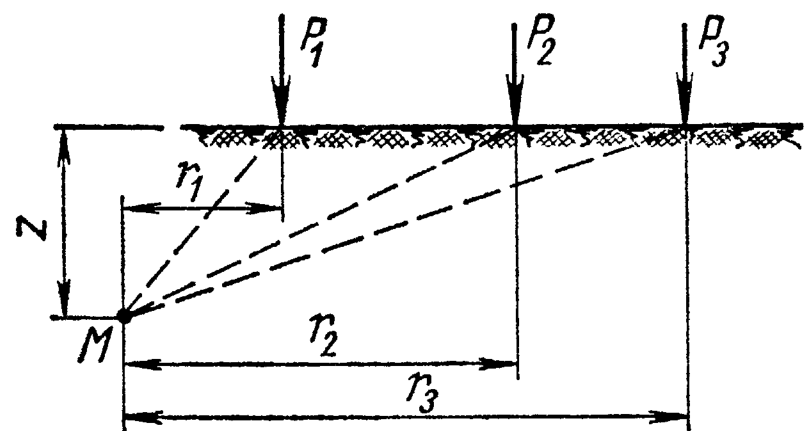


Рис. 16. Напряжение в точке M от суммы сосредоточенных сил

Если на поверхности грунта будет действовать несколько сосредоточенных сил, то напряжения в какой-либо точке грунта могут быть вычислены как сумма напряжений от действия отдельных сил.

Приняв обозначения согласно рис. 16, будем иметь

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2}(P_1\kappa_1 + P_2\kappa_2 + P_3\kappa_3 + \ldots), \qquad (52)$$

где κ_1, κ_2, κ_3...— коэффициенты, зависящие от соотношения $\frac{r}{z}$.

При нагрузке в виде бесконечной полосы по оси $y—y$ величина напряжений в грунте определяется по плоской задаче теории упругости. Работа сооружений в условиях плоской задачи может иметь место при ленточных фундаментах, подпорных стенках, насыпях и т. п. сооружениях, длина которых значительно превосходит ширину.

Предполагая, что на ось $x—x$ действует распределенная нагрузка $p_0=f(x)$, необходимо определить напряжение в точке M от данной нагрузки (рис. 17). Нагрузка по линии $x—x$ на элементе протяжением dx равна

$$dp = p_0\,dx = \int f(x)\,dx. \qquad (а)$$

Углы, составляемые прямыми, соединяющими точку M с отрезком прямой $x—x$ и вертикалями, можно обозначить согласно рис. 17 через β, β_1 и β_2, тогда

$$dx = \frac{R\,d\beta}{\cos\beta}.$$

Подставляя значения p_0 и dx в формулу (а) и взяв интеграл по независимой переменной β, изменяющейся в пределах от $+\beta_1$ до

—β_2, получим формулу для составляющих напряжений:

$$\sigma_z = -\frac{2}{\pi}\int_{-\beta_2}^{\beta_1} f(x)\cos^2\beta\, d\beta;$$

$$\sigma_x = -\frac{2}{\pi}\int_{-\beta_2}^{\beta_1} f(x)\sin^2\beta\, d\beta; \qquad (53)$$

$$\tau = -\frac{2}{\pi}\int_{-\beta_2}^{\beta_1} f(x)\sin\beta\cos\beta\, d\beta.$$

Если $f(x)$ является простейшей (например, при равномерно распределенной нагрузке), то $f(x) = p_0 = \text{const}$. Интегральные уравне-

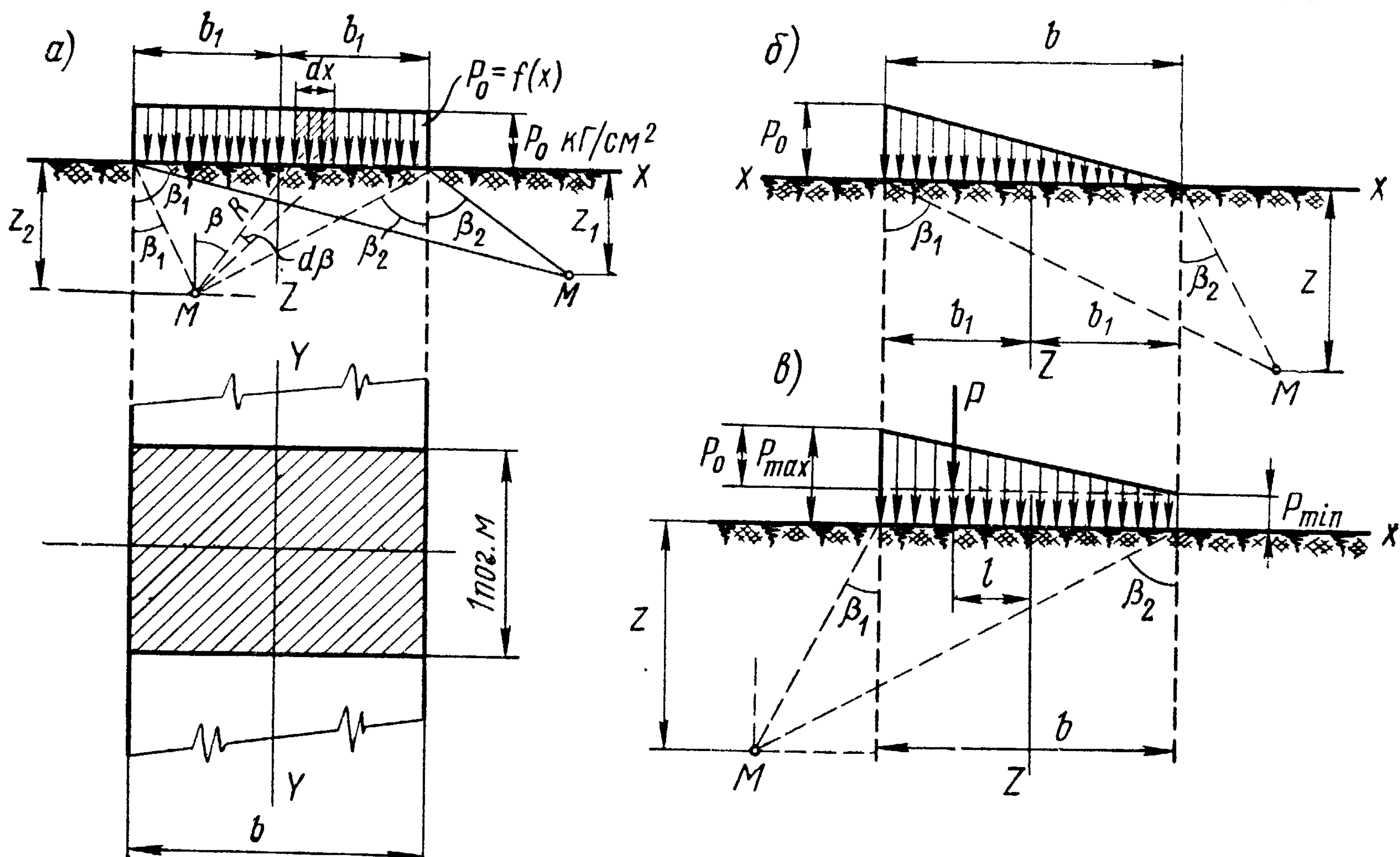


Рис. 17. Различные формы нагрузок на бесконечно длинную полосу

ния после решения определенных интегралов дадут значение составляющих напряжений (формулы проф. Н. П. Пузыревского):

$$\sigma_z = -\frac{p_0}{\pi}\left[\beta_1 + \frac{1}{2}\sin 2\beta_1 - (\pm\beta_2) - \frac{1}{2}\sin(\pm 2\beta_2)\right];$$

$$\sigma_x = -\frac{p_0}{\pi}\left[\beta_1 - \frac{1}{2}\sin 2\beta_1 - (\pm\beta_2) + \frac{1}{2}\sin(\pm 2\beta_2)\right]; \qquad (54a)$$

$$\tau = \frac{p_0}{2\pi}(\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1).$$

Знак «плюс» перед β_2 принимается для точек M, лежащих вне вертикальной плоскости и ограничивающих равномерно распределенную нагрузку; знак «минус» — для точек, лежащих внутри указанных плоскостей.

При изменении нагрузки по закону треугольника, т. е. $f(x)=p_0\frac{x}{b}$ и $x=z(\operatorname{tg}\beta_1-\operatorname{tg}\beta_2)$ (см. рис. 17), величина напряжений в грунте будет определяться после подстановки $f(x)$ и значения x в уравнения (53) согласно формуле проф. Н. А. Цытовича:

$$\sigma_z=-\frac{p_0}{\pi b}\left[\sin^2\beta_1-\sin^2\beta_2-\operatorname{tg}\beta_2\left(\beta_1+\frac{1}{2}\sin 2\beta_1-\beta_2-\frac{1}{2}\sin 2\beta_2\right)\right];$$

$$\sigma_x=-\frac{p_0}{\pi b}\left[\cos^2\beta_1-2\ln\cos\beta_1-\cos^2\beta_2+2\ln\cos\beta_2-\right.$$
$$\left.-\operatorname{tg}\beta_2\left(\beta_1-\frac{1}{2}\sin 2\beta_2-\beta_2+\frac{1}{2}\sin 2\beta_2\right)\right]; \qquad (55)$$

$$\tau=\frac{p_0}{2\pi b}\left[\sin 2\beta_1-\sin 2\beta_2+2(\beta_2-\beta_1)-\operatorname{tg}\beta_2(\cos 2\beta_1-\cos 2\beta_2)\right].$$

Чтобы определить напряжение в грунте от трапециевидной нагрузки (рис. 17,*в*), необходимо данную трапецию разделить на две фигуры — прямоугольник и треугольник — и затем определять напряжения раздельно от каждого вида эпюр нагрузки по вышеуказанным формулам. После этого полученные выражения нужно просуммировать.

Для точек M, расположенных по оси загруженной прямой, углы β_1 и β_2 будут равны, и формулы (54а) примут более простой вид:

$$\sigma_z=\frac{p_0}{\pi}(2\beta+\sin 2\beta);$$

$$\sigma_x=\frac{p_0}{\pi}(2\beta-\sin 2\beta); \qquad (54б)$$

$$\tau=\frac{p_0}{\pi}(\cos 2\beta-\cos 2\beta)=0,$$

где σ_z и σ_x — главные напряжения.

Рис. 18. Нагрузка на поверхность полупространства, имеющую конечные размеры

Идея подхода к решению пространственной задачи теории упругости с нагрузкой по конечной площади имеет началом задачу Буссинеска и заключается в следующем.

Пусть на часть поверхности полупространства F, ограниченную некоторой замкнутой кривой, действует нагрузка, интенсивность которой изменяется по некоторому закону

$$p_{xy}=f(x, y),$$

где p_{xy} — интенсивность нагрузки в точке с координатами x и y (рис. 18).

Выделяя внутри нагруженной площади элемент площади dF, будем иметь давление на нее, равное $f(x, y)\,dF$.

В соответствии с формулой (48) величина вертикального нормального напряжения в любой точке M полупространства от элементарной силы, действующей на площадку dF, выразится формулой

$$d\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi R^5} f(x, y)\, dF. \tag{56а}$$

Полная величина напряжения в точке M получается в результате интегрирования выражения $d\sigma_z$ по всей нагруженной площади F, т. е.

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \int_F \frac{f(x, y)}{R^5}\, dF \tag{56б}$$

или для прямоугольника

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \frac{f(x, y)}{R^5}\, dx\, dy. \tag{56в}$$

По этому интегральному выражению точное определение напряжений в любом месте полупространства пока еще не получено даже при простейшей равномерно распределенной нагрузке. Поэтому задача решается с помощью разложения в ряд подынтегральной функции.

В качестве примера приведем формулу Лява и К. Е. Егорова для определения σ_z под прямоугольником, загруженным равномерно распределенной нагрузкой (рис. 19).

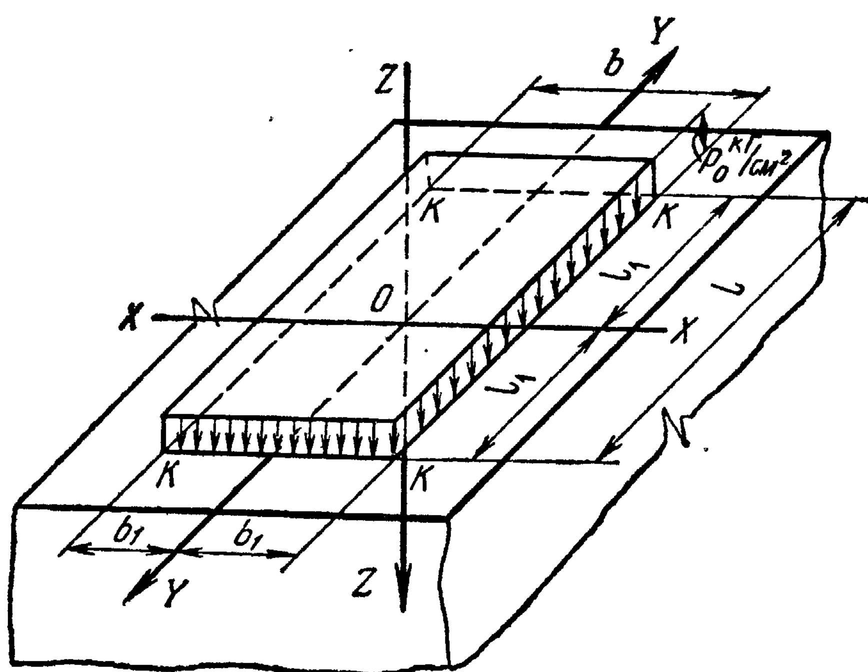


Рис. 19. Нагрузка, распределенная по закону прямоугольника

Точное решение данной задачи может быть получено только для точек полупространства, расположенных по вертикалям под центром загрузки и по углам прямоугольника.

Сжимающее напряжение под центром тяжести загруженного прямоугольника будет

$$\sigma_{z_0} = \frac{2p_0}{\pi}\left[\frac{l_1 z b_1}{D} \cdot \frac{l_1^2 + b_1^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l_1^2 b_1^2} + \arcsin\left(\frac{l_1 b_1}{\sqrt{l_1^2 + z^2} \cdot \sqrt{b_1^2 + z^2}}\right)\right]; \tag{57а}$$

по К. Е. Егорову,

$$\sigma_{z_0} = \frac{2p_0}{\pi}\left[\operatorname{arctg}\frac{l_1 b_1}{z\sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{l_1 b_1 z\,(l_1^2 + b_1^2 + 2z^2)}{(l_1^2 + z^2)\sqrt{l_1^2 + b_1^2 + z^2}}\right]. \tag{57б}$$

Сжимающее напряжение σ_z в точках на вертикали под углом прямоугольника (угловое напряжение) будет равно, по Ляву,

$$\sigma_{z_к} = \frac{p_0}{2\pi}\left[\frac{lbz}{D} \cdot \frac{(l^2+b^2+2z)}{D^2z^2+l^2+b^2} + \arcsin\left(\frac{lb}{\sqrt{l^2+z^2} \cdot \sqrt{b^2+z^2}}\right)\right], \quad (58)$$

где p_0 — интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки;

z — глубина рассматриваемой точки;

$$D^2 = l_1^2 + b_1^2 + z^2;$$

b_1 и l_1 — полуширина и полудлина прямоугольника;

b и l — ширина и длина прямоугольника в плане.

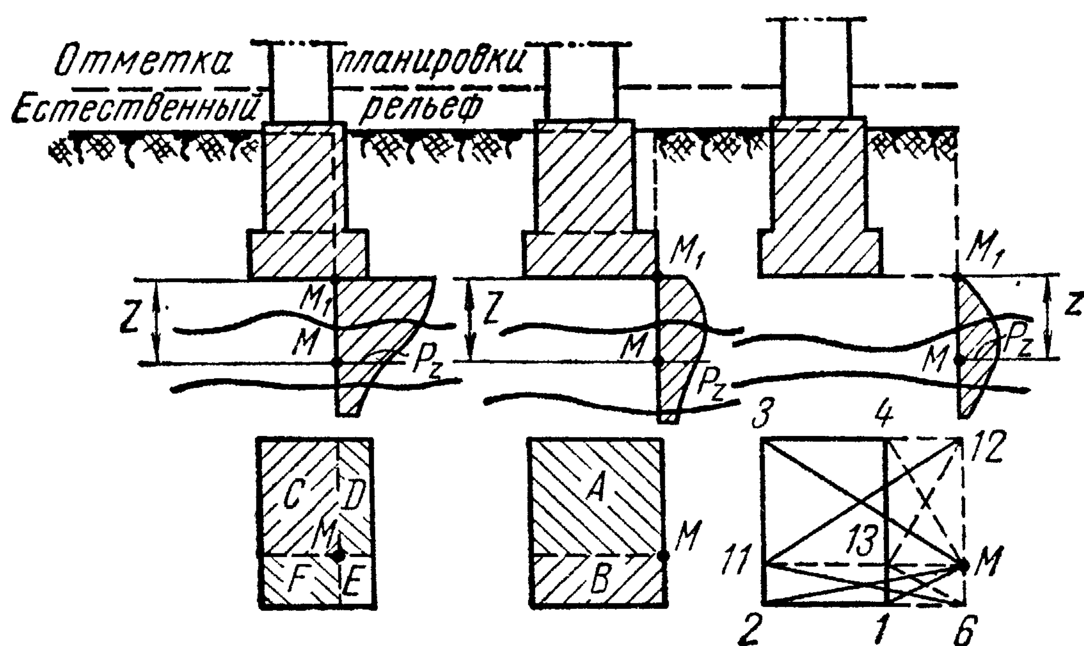


Рис. 20. Три характерных случая определения напряжений методом угловых точек

Определение σ_z упрощается, если представить вышеприведенные формулы в следующем виде:

$$\sigma_{z_0} = K_0 p_0 \text{ и } \sigma_{z_к} = K_c p_0, \quad (59)$$

где K_0 и K_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от отношения сторон прямоугольника $\alpha = \frac{l}{b}$ и отношения глубины рассматриваемой точки к ширине прямоугольника $\beta = \frac{z}{b}$, определяемые из выражения, заключенного в квадратные скобки формул (57) и (58).

Для определения напряжения в любой точке грунтового массива (при загрузке в виде прямоугольника) пользуются методом угловых точек, предложенным в СССР Д. Е. Польшиным (1933 г.) и за рубежом — Штрошнейдером (1934 г.).

При определении напряжений методом угловых точек могут встретиться три характерных случая (рис. 20):

1) точка M находится внутри контура прямоугольника;
2) точка M находится на контуре прямоугольника;

3) точка *М* находится вне загруженного прямоугольника.

Напряжения по первому случаю получаются из суммы угловых напряжений четырех прямоугольников *C*, *D*, *E* и *F*,

т. е. $\sigma_z = \sigma_{zC} + \sigma_{zD} + \sigma_{zE} + \sigma_{zF}$.

Во втором случае — из суммы двух угловых напряжений двух прямоугольников *A* и *B*, т. е. $\sigma_z = \sigma_{zA} + \sigma_{zB}$.

В третьем случае — из алгебраической суммы угловых напряжений четырех прямоугольников: *М-6-2-11* и *М-11-3-12*, взятых со знаком «плюс», и *М-6-1-13* и *М-13-4-12*, взятых со знаком «минус».

Распределение напряжений в грунте ниже подошвы фундамента можно представить в виде линий одинаковых напряжений или изобар. Такие графики впервые построены Д. Е. Польшиным. В графиках каждая изобара дает величину напряжений в долях от равномерно распределенной нагрузки.

На рис. 21 представлены графики изменения вертикальных напряжений σ_z по глубине и по ширине от центральной и внецентренной нагрузок (плоская задача теории упругости).

Рис. 22 дает представление о распределении напряжений по вертикальным площадкам грунтового массива σ_x при центральных нагрузках.

На рис. 23 дано изображение графиков распределения касательных напряжений τ в долях от равномерно распределенной нагрузки под гибким фундаментом.

Определение напряжений в грунте ниже подошвы фундамента можно проводить исходя из дискретного строения грунта. Такую теорию о распределении напряжений в массиве грунта разработал И. И. Кандауров [51], который принял за расчетную схему частицы грунта в виде жестких дисков или кубиков (рис. 24).

Для вертикальной составляющей напряжений при пространственной задаче И. И. Кандауровым дана следующая формула:

$$\sigma_z = \frac{2PЛ\,(1+\eta)}{\pi a^{1-\eta} z^{1+\eta}}\, e^{-\frac{2Л\,(1+\eta)\, r^2}{a^{1-\eta} z^{1+\eta}}}, \qquad (60а)$$

где P — сосредоточенная вертикальная нагрузка;

$Л$ — безразмерный коэффициент распределительной способности грунта (для сыпучего тела он близок к единице);

a — средний размер частиц грунта;

z и r — координаты точки, в которой вычисляется напряжение;

η — коэффициент для грунта без связей между частицами в горизонтальных рядах $\eta = 0$; для частиц грунта, имеющих связи, $\eta = 1$.

Для плоской задачи σ_z определяется по формуле

$$\sigma_z = p_0 \sqrt{\frac{2Л\,(1+\eta)}{\pi a^{1-\eta} z^{1+\eta}}} \cdot e^{-\frac{2Л\,(1+\eta)\, x^2}{a^{1-\eta} z^{1+\eta}}}, \qquad (60б)$$

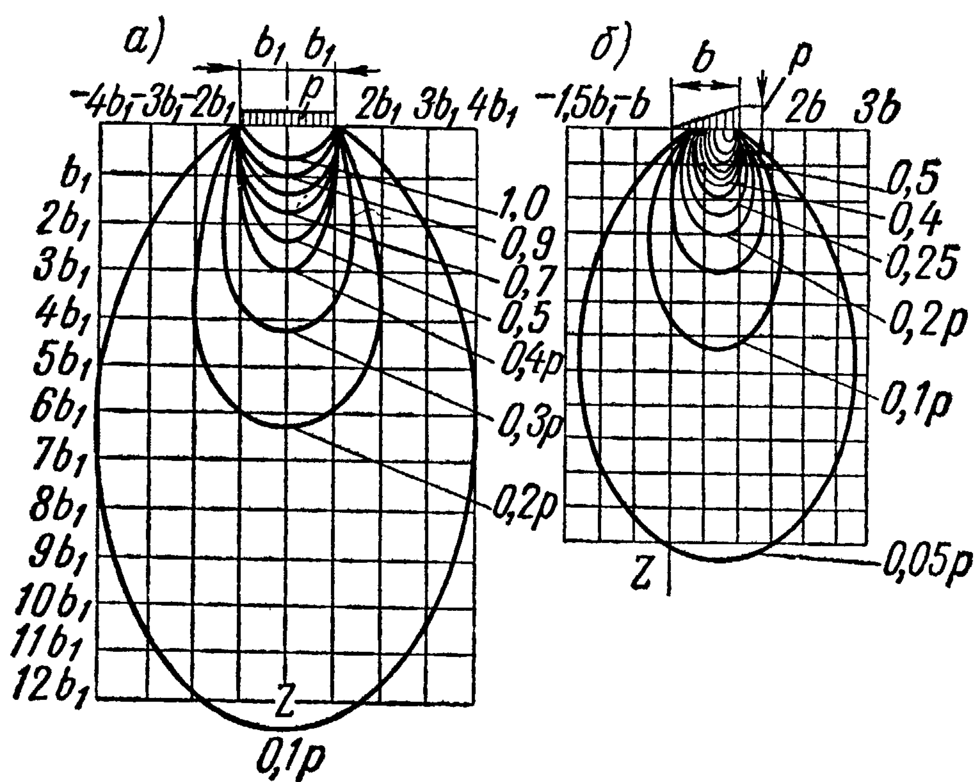


Рис. 21. Графики изменения напряжений σ_z в грунте ниже подошвы фундаментов:

а — при абсолютно гибком фундаменте; *б* — при внецентренной нагрузке

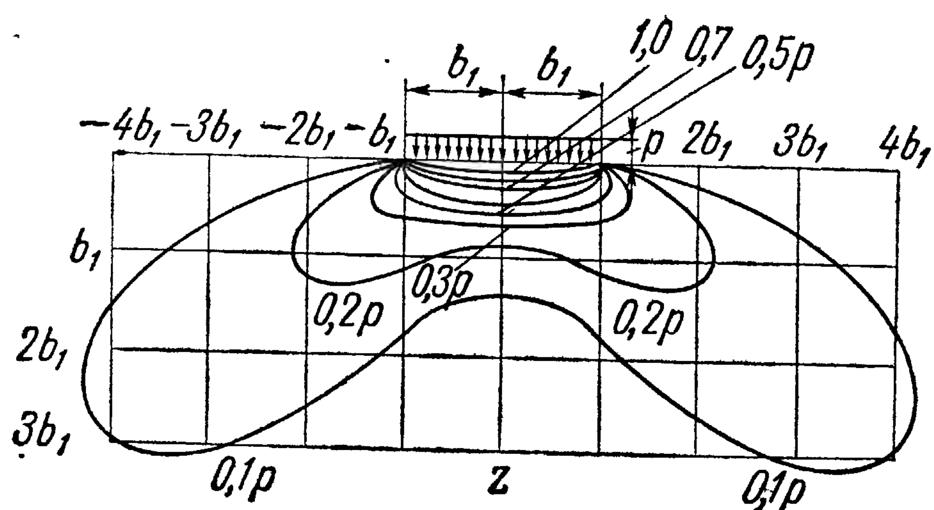


Рис. 22. Графики изменения напряжений p_x по глубине для вертикальных площадок

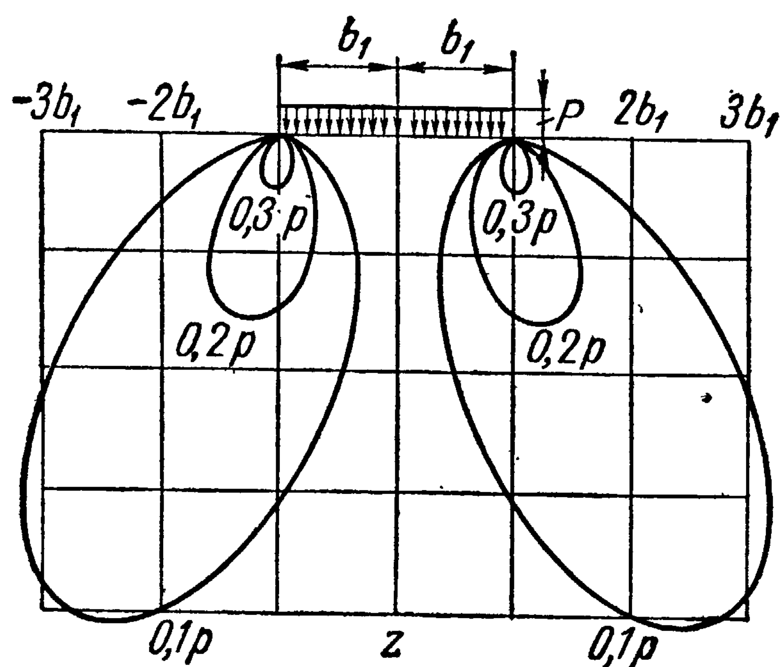


Рис. 23. График изменений касательных напряжений τ

Число рабочих контактов у частицы	Схемы структурного расположения частиц при различном числе рабочих контактов	Схемы взаимодействия частиц	Расчетные схемы для определения вертикальных усилий
1			
2			
3			
4			

Рис. 24. Расчетные схемы для частиц грунта:

1 и *2* — для круглой формы; *3* и *4* — для кубовидной и пластинчатой форм

где p_0 — интенсивность линейной нагрузки, *кГ/см*;

x — координата рассматриваемой точки по горизонтали.

Идеи, разработанные И. И. Кандауровым, стирают грань между сплошным и дискретным строением грунта, так как схема сплошного линейно деформируемого полупространства является предельным отображением идеи дискретного строения грунта.

Выше было рассмотрено распределение напряжений в однородном и изотропном линейно деформируемом массиве, ограниченном горизонтальной плоскостью и имеющем безграничное распространение в стороны.

Однако грунты часто имеют разнородный состав, различные физические и механические характеристики, ярко выраженную анизотропность, а также слоистое залегание.

Пока нет общего решения учета неоднородности грунтов, имеются только частные решения.

Анизотропное тело при линейной зависимости между напряжениями и деформациями характеризуется двадцатью одним модулем деформируемости, поэтому задача определения напряжений в анизотропном массиве чрезвычайно сложна.

Для более простых случаев анизотропии К. Вольфом получены формулы составляющих напряжений от действия вертикальной погонной сосредоточенной нагрузки при линейно деформируемом полупространстве, имеющем разные модули деформируемости (E_x— в горизонтальном и E_z — в вертикальном направлениях):

$$\sigma'_z = -K\frac{2p}{\pi}\cdot\frac{z^3}{r^2 r_1^2}; \quad \sigma'_x = -K\frac{2p}{\pi}\cdot\frac{x^2 z}{r^2 r_1^2};$$

$$\tau = -K\frac{2p}{\pi}\cdot\frac{xz^2}{r^2 r_1^2},$$

где r — расстояние от точки приложения силы до центра тяжести элементарной площадки, напряжение в которой равно

$$r_1 = rK; \quad K = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}}.$$

Сжимающие напряжения от действия сосредоточенной силы на горизонтальной площадке (при анизотропии) в случае пространственной задачи будут равны

$$\sigma'_z = \frac{p}{\pi}\cdot\frac{z^3(1+K+K^3)}{R^5 K(1+K)}. \tag{61}$$

При $K = 1$ это выражение переходит в формулу Буссинеска для изотропного полупространства.

Если модуль деформируемости в направлении действия силы будет больше, чем в перпендикулярном, наблюдается концентрация напряжений; если же между модулями имеется обратное соотношение, то произойдет некоторое рассеивание напряжений.

К. Е. Егоровым дано решение задачи о распределении напряжений под гибким ленточным фундаментом в основании, состоящем из двух слоев: верхнего мощностью h и подстилающего нижнего, имеющего неограниченные размеры (рис. 25). Физические свойства двухслойного основания могут быть охарактеризованы параметром

$$v = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1-\mu_2^2}{1-\mu_1^2},$$

где E_1 и E_2 — модули деформации слоев грунта;

μ_1 и μ_2 — коэффициенты бокового расширения грунтов.

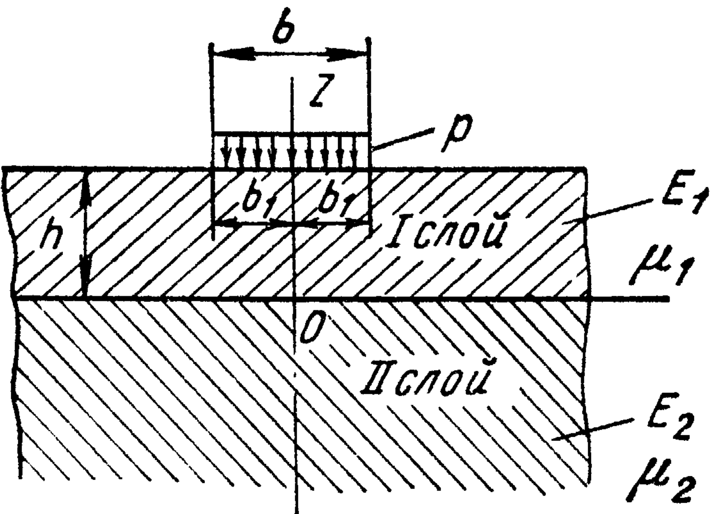


Рис. 25. Схема двухслойного основания

Применяя общее решение теории упругости в форме комплексных переменных и допуская, что касательные напряжения на контакте двух слоев равны нулю, К. Е. Егоров составил таблицу величин максимальных сжимающих напряжений в двухслойном основании при действии полосообразной равномерно распределенной нагрузки (табл. 12).

Таблица составлена для различных значений относительной глубины $\frac{z}{b_1}$, где b_1 — полуширина полосообразной нагрузки и v — параметр двухслойного основания в долях от p.

Таблица 12

$\frac{z}{b_1}$	$v = 1$	$v = 5$	$v = 10$	$v = 15$
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,02	0,95	0,87	0,82
1,0	0,9	0,69	0,58	0,52
2,0	0,6	0,41	0,33	0,29
3,33	0,39	0,26	0,20	0,18
5,0	0,27	0,17	0,16	0,12

§ 4. Два вида давлений в грунте

Различают два вида давлений в грунте: давление от собственного веса грунта и дополнительное давление от сооружения.

Так как давление в грунте от собственного веса проходит несколько геологических периодов, то деформации от него можно считать закончившимися. Это давление называется бытовым и определяется по формуле

$$p_{б_г} = \gamma_0 h, \qquad (62)$$

где $p_{б_z}$ — бытовое давление, $T/м^2$, на глубине z;

γ_0 — объемный вес грунта с учетом действия на него подземной воды, $T/м^3$;

h — высота слоя грунта, $м$.

В разнородных грунтах $p_{б_z}$ определяются по каждому слою в отдельности, суммируя постепенно сверху вниз его нарастающую величину, т. е.

$$p_{б_1} = \gamma_0 h_1;$$

$$p_{б_2} = p_{б_1} + \gamma_{0_2} h_2 + \ldots \text{ и т. д.,}$$

где индексы 1, 2 и т. д. соответствуют номерам слоев грунта сверху вниз. Бытовое давление можно изобразить в виде эпюры напряжений (рис. 26).

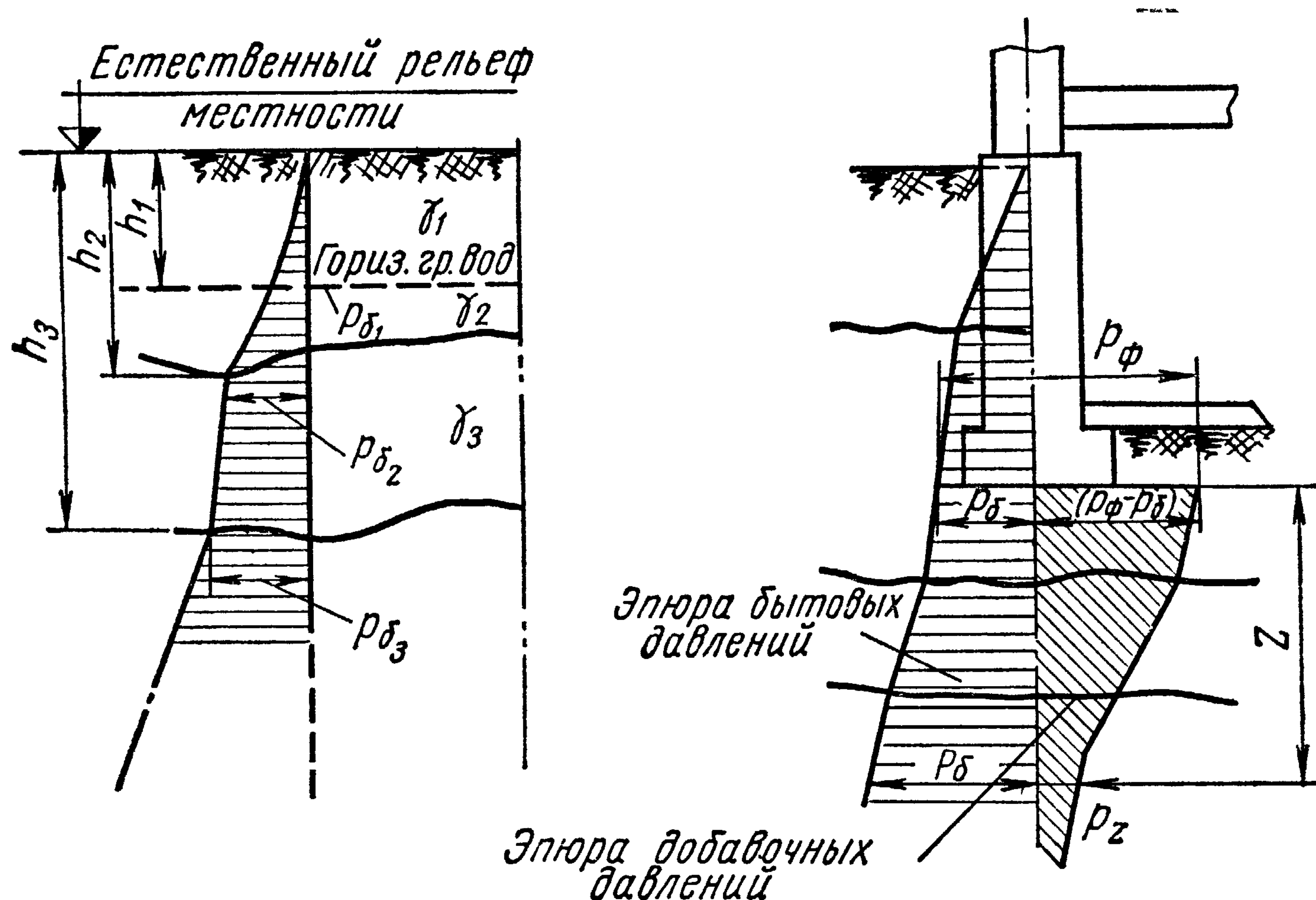


Рис. 26. Эпюры бытового и дополнительного давлений

Дополнительное давление от сооружения на глубине z, которое обусловливает осадку сооружений, можно определить по формуле

$$p_z = \alpha_1 (p_ф - p_б), \quad (63)$$

где $p_ф$ — полное среднее давление на грунт под подошвой фундаментов, определяемое по формулам (35) и (36), $кГ/см^2$;

$p_б$ — бытовое давление по подошве фундаментов, $кГ/см^2$;

α_1 — коэффициент изменения дополнительного давления в грунте, учитывающий глубину и форму подошвы фундамента, который берется по табл. СНиП в зависимости от $m = \frac{z}{b}$ и $n = \frac{l}{b}$ (СНиП II-Б. 1—62, гл. 1, табл. 8).

Как правило, вертикальное напряжение в полупространстве на некоторой глубине под углом загруженного прямоугольного участка равняется четверти напряжения под серединой этого участка на половинной глубине. Пользование графиками упрощает и ускоряет процесс нахождения дополнительных напряжений в грунте от сооружений.

При неравномерной интенсивности распределенной нагрузки вычисление напряжений по вышеприведенным формулам становится весьма затруднительным. Поэтому часто прибегают к вычислению напряжений приближенным методом элементарного суммирования. Для этого всю неравномерно загруженную площадь подошвы фундамента приводят приближенно к правильной геометрической форме и разбивают ее на небольшие одинаковые квадраты со стороной a. При этом допускается равномерность распределения нагрузки в пределах каждого квадрата (рис. 27). В этом случае распределенная нагрузка заменяется сосредоточенной силой $P_i = p_i a^2$, приложенной в центре каждого квадрата. Напряжение в любой точке полупространства на глубине z вычисляется по вышеприведенным формулам путем подстановки в них значения сосредоточенной силы P_i. Полученные величины напряжений σ_z от сил, действующих в каждом квадрате, суммируются по всей загруженной площади с помощью формулы

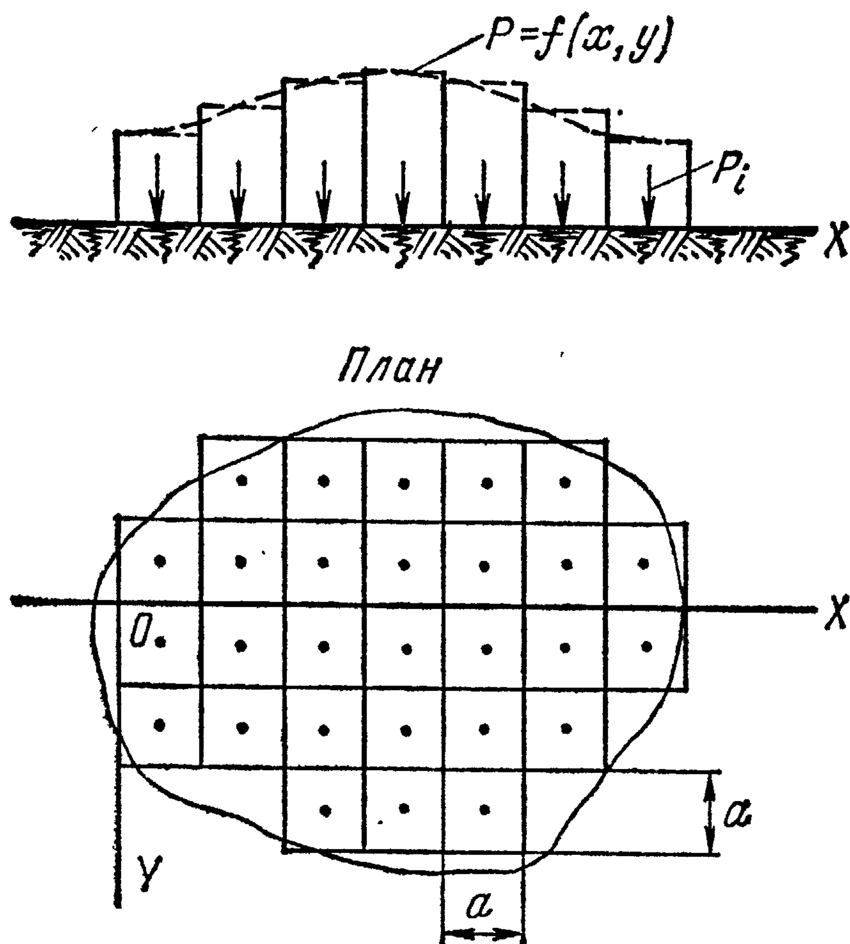


Рис. 27. Схема к расчету напряжений по методу элементарного суммирования

$$\sigma_z = \frac{a^2}{2\pi z^2} \sum_{1}^{n} p_i \frac{\nu}{\left[\sqrt{1+\left(\frac{x}{z}\right)^2}\right]^{\nu+2}},$$

или, заменяя $\frac{\nu}{\left[\sqrt{1+\left(\frac{x}{z}\right)^2}\right]^{\nu+2}}$ безразмерным коэффициентом K_i, будем иметь

$$\sigma_z = \frac{a^2}{2\pi z^2} \sum_{1}^{n} p_i K_i, \qquad (64а)$$

где n — число квадратов.

Определение напряжений еще больше упрощается, если принять p_i величиной постоянной по всей площади загружения. В этом случае

$$\sigma_z = \frac{a^2 p}{2\pi z^2} \sum_{1}^{n} K_i. \qquad (64б)$$

Метод элементарного суммирования упрощает вычисление напряжений и дает практически допустимую погрешность в пределах 2—6%.

Для расчета осадок сооружений важно знать распределение напряжений в основании в сжимаемом слое конечной толщины, расположенном на несжимаемом грунте (например, на скальном основании).

Экспериментальные и теоретические исследования показали, что неучет трения по контакту сжимаемого грунта с несжимаемым не сказывается существенно на результатах величины напряжений, поэтому касательные напряжения при расчете берутся равными нулю. На величину напряжений оказывает влияние главным образом мощность сжимаемой толщи грунта, особенно при коэффициенте Пуассона μ, близком к 0,5.

Для случая погонной сосредоточенной нагрузки

$$\sigma_z = 0{,}822 \cdot \frac{P}{h \cdot 1},$$

где h — мощность сжимаемого слоя, опирающегося на несжимаемое (скальное) основание.

При учете сил трения по контакту

$$\sigma_z = 0{,}827 \cdot \frac{P}{h \cdot 1}.$$

Для изотропного и однородного массива при плоской задаче

$$\sigma_z = 0{,}636 \cdot \frac{P}{z}.$$

Наличие несжимаемого слоя, подстилающего сжимаемый, приводит к концентрации сжимающих напряжений по оси сосредоточенной и полосовой нагрузки, т. е. к их увеличению по сравнению с напряжениями, полученными по формулам упругого однородного полупространства.

Наоборот, залегание на некоторой глубине слабых гибких прослоек грунта уменьшает концентрацию напряжений (до 6%).

Так, Био нашел, что в условиях пространственной задачи напряжения от действия сосредоточенной силы можно определять по формуле

$$\sigma_z = 0{,}45 \cdot \frac{P}{h^2}.$$

Глава 3

ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ ГРУНТОВ. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ОСНОВАНИЯ

§ 1. Понятие о несущей способности, предельном равновесии и устойчивости основания

Одним из самых существенных вопросов, рассматриваемых механикой грунтов, является вопрос об оценке устойчивости и несущей способности грунтов основания. Исследования в этой области позволяют решать следующие задачи: определение нормативного давления на грунт и несущей способности грунтов основания, расчет предельных нагрузок на основание от сооружения, проверку на выпирание грунта из-под фундамента, устойчивость откосов и массивов грунта, давление грунтов на подпорные стенки и др.

Состояние предельного равновесия может возникнуть в основании сооружения, если суммарная величина внешних нагрузок N превзойдет некоторую величину Φ, называемую несущей способностью основания.

Советскими учеными (чл.-корр. АН СССР В. В. Соколовский и др.) доказано, что все эти вопросы являются частными случаями теории предельного равновесия сыпучей среды. Эта теория и решает важнейшие задачи механики грунтов (прочность, устойчивость грунтов и их давление на ограждения).

Исследования многих ученых показали, что характер разрушения массивов грунтов происходит в виде сдвигов одной части массива относительно другой по поверхности скольжения.

Поверхности скольжения представлялись исследователям различными: плоскими, круглоцилиндрическими и сложного очертания (рис. 28).

Общий вид решения задачи предельного равновесия сыпучей среды был предложен В. В. Соколовским, который рассмотрел дифференциальные уравнения предельного равновесия для плоской задачи и дал аналитический метод приближенных решений и построения линий скольжения. При прямолинейной зависимости касательных напряжений τ от нормальных σ, действующих на площадке скольжения, плоская задача о предельном равновесии грунта с объемным весом γ_0, углом внутреннего трения φ и коэффициентом сцепления c может быть выражена следующими общими дифференциальными уравнениями равновесия [16]:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = \gamma_0; \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \qquad (65)$$

и условием предельного состояния (условие прочности Мора)

$$\frac{1}{4}(\sigma_z - \sigma_x)^2 + \tau_{zx}^2 = \frac{\sin^2 \varphi}{4}(\sigma_z + \sigma_x + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2, \qquad (66)$$

где σ_z, σ_x, σ_{zx} — компоненты тензора напряжений по осям z и x.

В результате развития теории предельного равновесия был получен метод расчета оснований и земляных сооружений по предельному состоянию, причем оказалось возможным определить единственное очертание поверхностей скольжения при заданных граничных условиях.

Можно предположить существование трех основных стадий работы грунта при изменении его напряженного состояния:

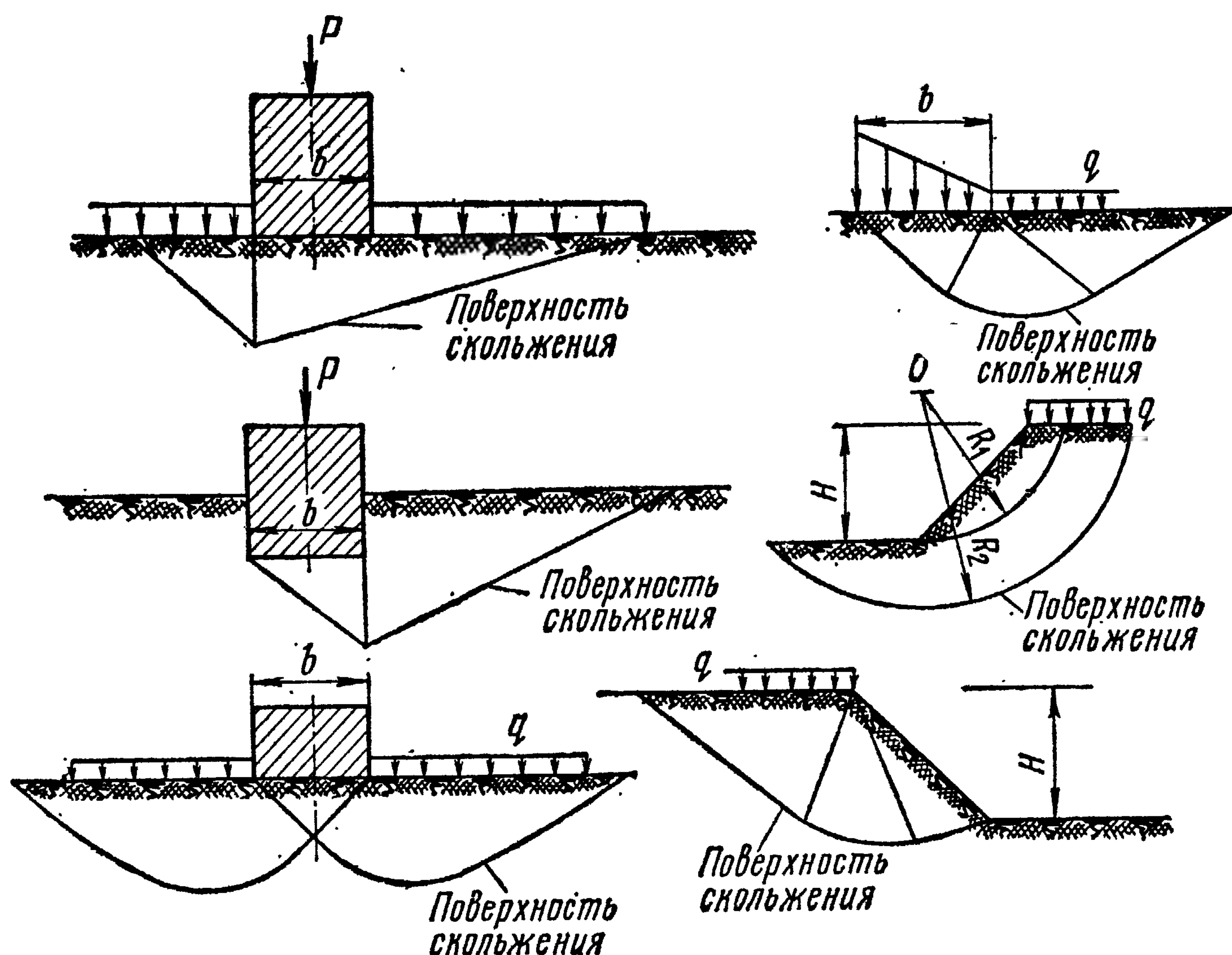


Рис. 28. Поверхности скольжения в грунте при предельных нагрузках

1. Стадия линейной деформации грунта, которая характеризуется в механическом отношении пропорциональностью между напряжениями и деформациями; в физическом — увеличением плотности грунта; в математическом — подчинением напряженного состояния грунта законам теории упругости.

2. Стадия пластических деформаций, характеризующаяся появлением необратимых процессов сдвига, искажением формы элементов; напряженное состояние подчиняется основным законам теории пластичности.

3. Стадия скольжения грунта, которая характеризуется в физическом отношении появлением скольжения по площадкам разрыва сплошности грунтовой среды и в механическом — равновесием всех сил каждой отдельной области грунта.

Значит, по мере возрастания нагрузок от сооружения в грунте возникают пластические деформации сдвига. При определенных ус-

ловиях в грунте возникают зоны, в которых величина тангенциальных напряжений τ достигает суммарной величины сил внутреннего трения σ $\operatorname{tg}\varphi$ и сцепления c. Эти зоны называются зонами предельного равновесия. При последующем увеличении нагрузок размеры зон увеличиваются и некоторые находящиеся в них частицы грунта под воздействием тангенциальных напряжений начинают перемещаться в направлении менее напряженных зон. Перемещение грунта происходит по вполне определенным траекториям, которые называются поверхностями скольжения.

В тех случаях, когда линии скольжения выходят на поверхность земли, происходит интенсивное перемещение частиц. Определение устойчивости основания сооружения и заключается в первую очередь в отыскании глубины распространения и формы поверхности скольжения.

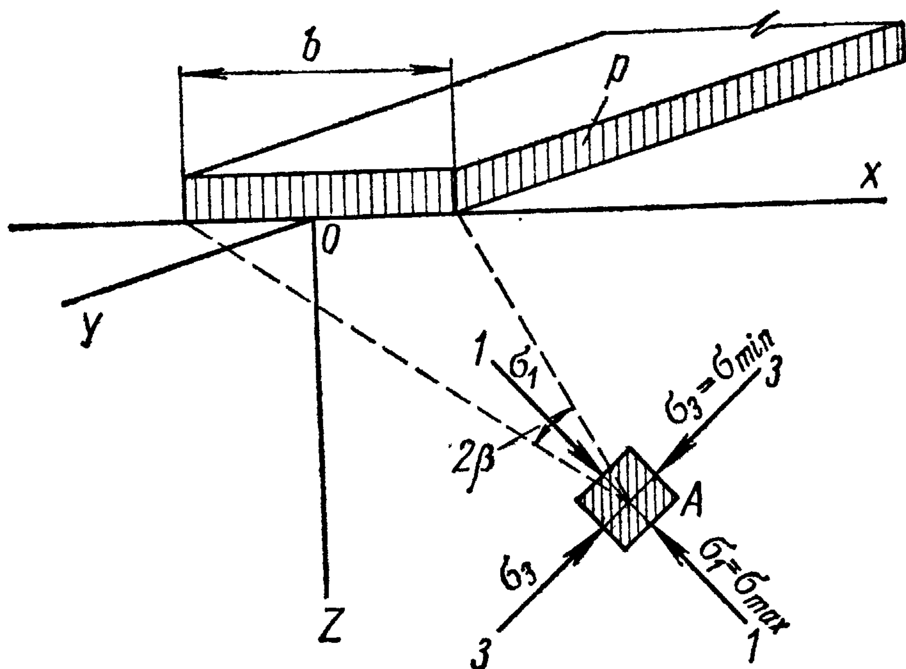


Рис. 29. Составляющие напряжений в точке полупространства

Рассмотрим грунт под нагрузкой в условиях плоской задачи. В этом случае в любой точке полупространства можно установить две взаимно перпендикулярные оси *1* и *3* (рис. 29), в направлении которых на площадках, проходящих через точку A параллельно осям *1* и *3*, действуют наибольшие ($\sigma_1=\sigma_{max}$) и наименьшие ($\sigma_3=\sigma_{min}$) нормальные напряжения. Эти оси и напряжения, приложенные вдоль их, являются главными. Тангенциальные напряжения здесь будут равны нулю.

Главные напряжения, выраженные через напряжения, действующие на любых других взаимно перпендикулярных площадках (кроме главных), будут равны

$$\sigma_{\frac{max}{min}}=\frac{\sigma_z+\sigma_x}{2}\pm\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_z-\sigma_x)^2+4\tau_{zx}^2}\,. \qquad (67)$$

Известно, что тангенциальные максимальные и минимальные напряжения действуют на площадках, наклоненных к главным осям под углом 45°, и равны

$$\tau_{\frac{max}{min}}=\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\right)^2+\tau_{zx}^2}\,. \qquad (67a)$$

Так как по всем площадкам, кроме главных, в точке A действуют одновременно нормальные и тангенциальные напряжения, то полное напряжение на любой площадке, расположенной под углом θ к глав-

ной оси, очевидно, будет равно (рис. 30)

$$\sigma_0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}. \qquad (67б)$$

В этом случае угол θ называется углом отклонения.

При определенных соотношениях между τ, σ, φ и c при условии, что $\theta < \varphi$, предельного равновесия грунтов может не быть.

На площадках, расположенных под углом α к главным площадкам, нормальное и касательное напряжения определяются по формулам

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{max}\cos^2\alpha + \sigma_{min}\sin^2\alpha; \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min})\sin 2\alpha. \end{aligned}\right\} \qquad (67в)$$

Из рис. 30 видно, что

$$\left.\begin{aligned} \operatorname{tg}\theta &= \frac{\tau}{\sigma} \\ &\text{или} \\ \tau &= \sigma \operatorname{tg}\theta. \end{aligned}\right\} \qquad (67г)$$

Угол θ может иметь свое максимальное значение при $\varphi = \theta_{max}$ (где φ — угол внутреннего трения). В этом случае в грунте появляются сдвиги и пластические деформации.

Рис. 30. Изображение угла отклонения в напряженной зоне

Чтобы определить θ_{max} через коэффициент бокового давления ξ, в формуле (67 г) обозначим $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\alpha$, а $\sigma = \sigma_1 \cos^2\alpha + \sigma_3 \sin^2\alpha$.

Разделив числитель и знаменатель правой части данного уравнения на $\cos^2\alpha$, получим

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)\operatorname{tg}\alpha}{\sigma_1 + \sigma_3 \operatorname{tg}\alpha}. \qquad (а)$$

Для определения $\operatorname{tg}\theta_{max}$ необходимо взять первую производную от выражения (а) по $\operatorname{tg}\alpha$ и приравнять ее нулю, т. е.

$$\frac{d(\operatorname{tg}\theta)}{d(\operatorname{tg}\alpha)} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2\alpha)(\sigma_1 - \sigma_3) - 2(\sigma_1 - \sigma_3)\sigma_3 \operatorname{tg}^2\alpha}{(\sigma_1 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2\alpha)^2},$$

откуда

$$\frac{d(\operatorname{tg}\theta)}{d(\operatorname{tg}\alpha)} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3 \operatorname{tg}^2\alpha)(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2\alpha)^2} = 0.$$

Так как $(\sigma_1 - \sigma_3)$ не равно нулю, то приравниваем нулю

$$\sigma_1 - \sigma_3 \operatorname{tg}^2\alpha = 0.$$

Отсюда значение $\operatorname{tg}\alpha$, соответствующее $\operatorname{tg}\theta_{max}$, будет

$$\operatorname{tg}\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_3}}. \qquad (б)$$

Имея в виду, что $\sigma_3 = \xi\sigma_1$ и подставляя в выражение (б) величину $\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$, получим $\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{\sqrt{\xi}}$.

Тогда формуле (а) для угла отклонения можно придать вид

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\left(1 - \frac{\sigma_3}{\sigma_1}\right)\operatorname{tg}\alpha}{\left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_1}\right)\operatorname{tg}^2\alpha}. \qquad \text{(в)}$$

Подставив в выражение (в) полученное значение $\operatorname{tg}\alpha$, будем иметь формулу для угла отклонения через коэффициент бокового давления

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1-\xi}{2\sqrt{\xi}}. \qquad (68)$$

Для выяснения соотношений, приводящих к образованию состояния предельного равновесия в любых грунтах, необходимо установить направление главных напряжений, зависимость между ними,

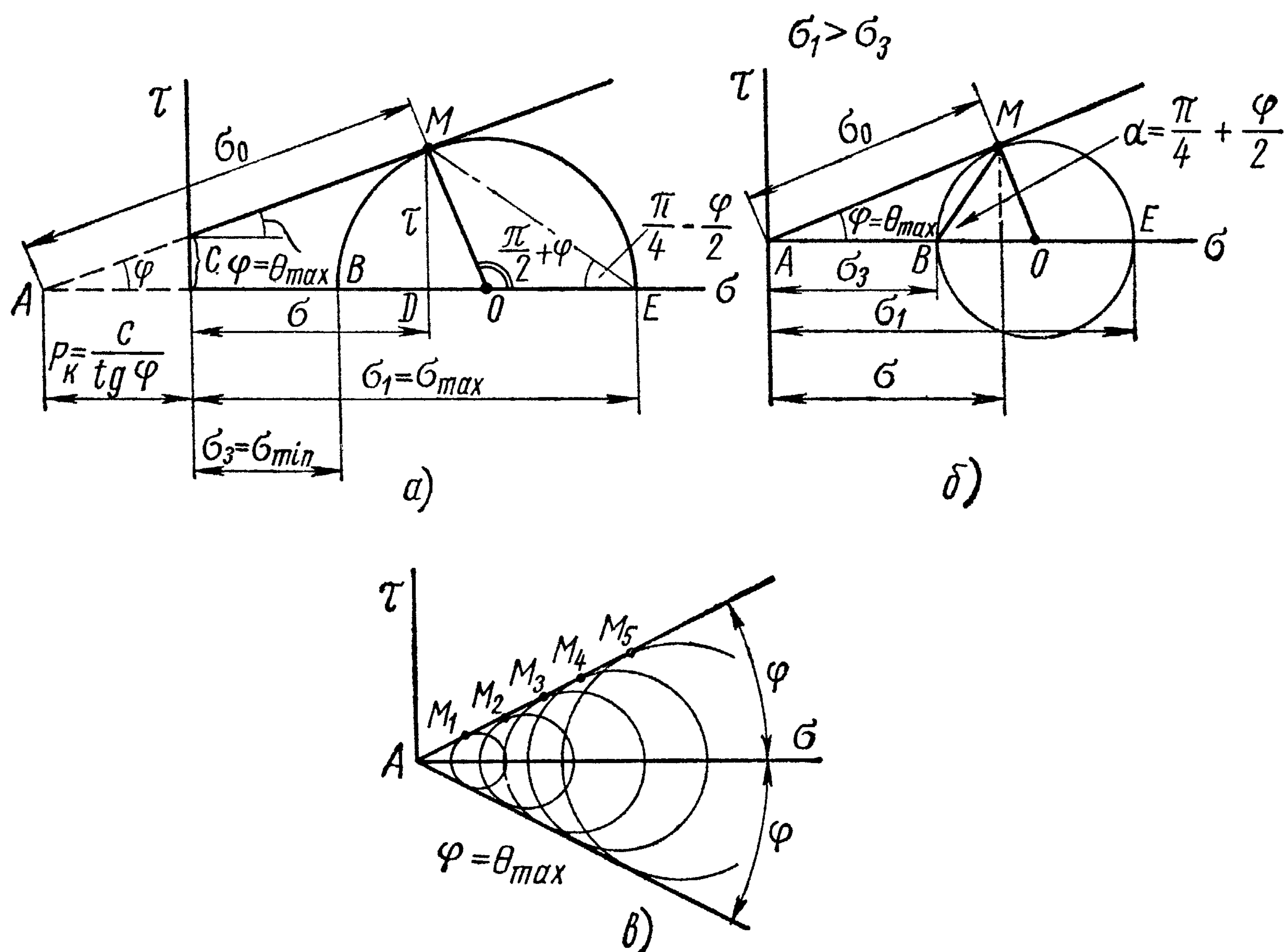


Рис. 31. Построение кругов Мора:

а — для связных грунтов при $\sigma_1 < \sigma_3$; *б* — для несвязных грунтов при $\sigma_1 > \sigma_3$; *в* — для несвязных грунтов с различной величиной главных напряжений

углом отклонения θ и физическими характеристиками грунта φ и c. Эту зависимость наиболее просто и наглядно можно определить графически с помощью круга Мора (рис. 31).

Рассматривая зависимости по кругу Мора и считая, что при предельном соотношении напряжений в грунте касательная к кругу

наклонена к горизонтальной оси под углом, равным углу внутреннего трения ($\varphi=\theta_{max}$), будем иметь

$$OM = OA \sin\varphi; \quad OM = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3); \quad OA = p_к + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3).$$

Подставляя в первое равенство вместо OA и OM их значения и преобразуя данное выражение, будем иметь условие течения для связных грунтов (условие предельного равновесия)

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\sin\varphi\left[p_к + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\right]. \qquad (69а)$$

Так как давление связности $p_к$, обусловленное действием всех видов связности, равно $\frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}$, то условие предельного равновесия можно написать в виде уравнения

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\sin\varphi\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\right).$$

В. В. Соколовский [73] дал формулу условия предельного равновесия связных грунтов

$$\frac{1}{\cos\varphi}\cdot\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg}\varphi\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c, \qquad (69б)$$

где σ_1 и σ_3 — главные нормальные напряжения, возникающие от внешней нагрузки (при $\sigma_1 > \sigma_3$).

Для песчаных грунтов, не обладающих связностью (при $p_к=0$), условие предельного равновесия примет вид

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin\varphi = \mathrm{const}. \qquad (69в)$$

Для этого случая круг Мора будет иметь вид, изображенный на рис. 31, *б*.

Выражения (69) могут быть использованы для получения линий, разграничивающих зоны упругой и пластической деформаций (граничных линий).

В сыпучем теле при различных величинах главных напряжений могут образовываться одни и те же поверхности разрушений, так как направление этих поверхностей определяется только отношением главных напряжений, а не их абсолютной величиной.

На рис. 31, *в* представлены круги Мора, имеющие общую касательную, проведенную под углом $\varphi=\theta_{max}$, и характеризующие вышесказанное обстоятельство. Эти круговые графики выражают различные состояния предельного равновесия для одного и того же сыпучего тела; каждый круг в отдельности изображает напряженное состояние предельного равновесия.

Круги, не касающиеся стороны угла $\varphi=\theta_{max}$, соответствуют точкам, в которых не возникло состояние предельного равновесия.

Наоборот, напряженное состояние, изображаемое кругами, секущими стороны угла, в грунтах существовать не может. Поэтому часть плоскости, заключенную внутри угла 2φ, называют областью возможных напряжений (см. рис. 31, *в*).

Все вышесказанное относится и к связным грунтам, если к величине нормальных напряжений σ добавить величину давления связности $p_к = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ (см. рис. 31, *а*).

Наиболее вероятное направление площадки сдвига при изменении угла α от 0 до 90° может быть доказано теоретически следующим образом.

В уравнение равновесия $(\sigma + p_к) \operatorname{tg} \varphi = \tau$ необходимо подставить выражения для σ и τ из формулы (67в), после чего получим

$$(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \sin\alpha \cos\alpha = \operatorname{tg}\varphi \, [\sigma_{min} \cos^2\alpha + \sigma_{max} \sin^2\alpha + p_к].$$

Разделив обе части уравнения на $\cos^2\alpha$, и решив его относительно σ_{min}, будем иметь

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)} - p_к \frac{\sin\varphi}{\cos\alpha \sin(\alpha + \varphi)}. \qquad (70а)$$

Чтобы из уравнения (70а) определить наиболее опасное направление скольжения, необходимо найти такую величину угла α, при которой σ_{min} будет иметь максимальное значение. Для этого нужно производную по α приравнять нулю. Тогда получим

$$\frac{d\sigma_{min}}{d\alpha} = \frac{(\sigma_{max} + p_к) \sin\varphi \cos(2\alpha + \varphi)}{\cos^2\alpha \sin^2(\alpha + \varphi)}.$$

Из этого выражения следует, что при $\varphi = 0$ производная обращается в нуль при $\cos(2\alpha + \varphi)$. Отсюда получаем

$$2\alpha + \varphi = 90° \text{ или } \alpha = 45° - \frac{\varphi}{2}. \qquad (70б)$$

Из выражения (70б) можно сделать вывод, что во всяком связном теле скалывание или относительный сдвиг частиц при сжатии наиболее возможны на площадках, наклоненных к наибольшему главному напряжению σ_{max} под углом $\alpha = 45° - \frac{\varphi}{2}$.

Подставив в уравнение (70а) выражение для угла α, после упрощения получаем формулу для активного напряжения

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - p_к\left[1 - \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]. \qquad (70в)$$

Если последнее уравнение решить относительно σ_{max}, то можно получить выражение пассивного напряжения

$$\sigma_{max} = \sigma_{min} \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + p_к\left[\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - 1\right]. \qquad (70г)$$

Из уравнения (70в) получается, что

$$\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{\sigma_{min} + p_к}{\sigma_{max} + p_к}. \qquad (70д)$$

Это отношение главных напряжений является основным законом для связных грунтов. Оно используется для определения устойчивости откосов, давления на подпорные стенки, глубины заложения фундаментов и др.

§ 2. Определение предельной нагрузки на грунт

Для определения допускаемой нагрузки на грунт необходимо знать предельную краевую нагрузку. Этот вопрос непосредственно связан с представлением о пластических зонах в грунте (областях) разрушения.

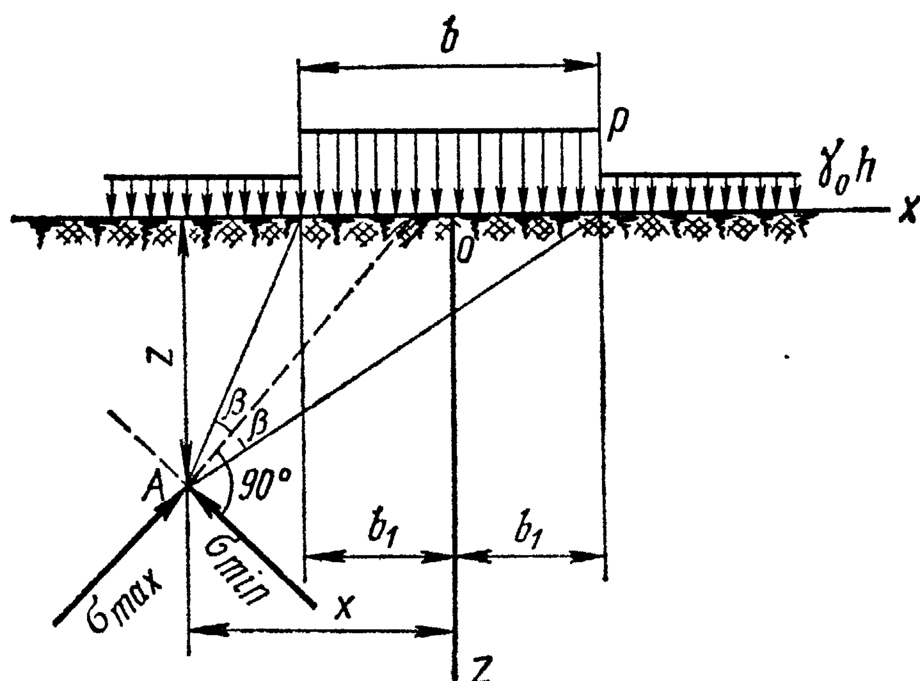


Рис. 32. Положение рассматриваемой точки грунта под сооружением

Для нахождения величины нагрузки, при которой в грунте возникают различные стадии пластических деформаций сдвига, нужно знать характер зон распространения деформаций.

Зная, что напряжения в любой точке грунтового массива выражаются соответствующими формулами, можно доказать, что главные напряжения σ_{max} и σ_{min} при внешней нагрузке p *кГ/см*², приложенной на бесконечной полосе, будут

$$\sigma_{axm} = \sigma_1 = -\frac{p}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta) \text{ и } \sigma_{min} = \sigma_3 = -\frac{p}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta).$$

По этим формулам можно построить эллипсы напряжений для различных точек грунта. Величина 2β называется углом видимости (рис. 32). По биссектрисам углов 2 β и перпендикулярно к ним располагаются главные напряжения σ_{max} и σ_{min}.

Допуская, что давление от собственного веса грунта имеет гидростатическое распределение (при этом $p'_{гр}$ вертикальное равно $p''_{гр}$ горизонтальному, т. е. коэффициент бокового давления грунта $\xi = 1$) и нагрузка на грунт передается с помощью гибкого штампа, будем иметь $p_{гр} = p''_{гр} = \gamma_0 (h + z)$,

где h — глубина заложения фундамента (на рис. 32 выражена в виде пригрузки);

z — глубина рассматриваемой точки ниже подошвы фундамента.

При этих допущениях величина главных напряжений в любой точке грунта от нагрузки сооружения и собственного веса грунта определяется из следующих выражений:

$$\sigma_1 = \frac{p-\gamma_0 h}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta) + \gamma_0 (h+z);$$

$$\sigma_3 = \frac{p-\gamma_0 h}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta) + \gamma_0 (h+z).$$

Подставляя значения σ_1 и σ_3 в формулу условия предельного равновесия (В. В. Соколовского) и решая полученное уравнение относительно величины z, получим следующую зависимость:

$$z = \frac{p-\gamma_0 h}{\pi\gamma_0}\left(\frac{\sin 2\beta}{\sin\varphi} - 2\beta\right) - \frac{c}{\gamma_0 \operatorname{tg}\varphi} - h. \qquad (71)$$

По этой зависимости можно судить о граничных линиях, разделяющих зоны упругой и пластической деформаций в грунте под подошвой фундаментов.

Если равномерно распределенная нагрузка p расположена по бесконечной полосе на поверхности полупространства ($h=0$), не обладающего сцеплением ($c=0$), то уравнение (71) принимает более простой вид:

$$z = \frac{p}{\gamma_0 \pi}\left(\frac{\sin 2\beta}{\sin\varphi} - 2\beta\right). \qquad (a')$$

Граничная линия в этом случае строится следующим образом. Если взять некоторую точку A (см. рис. 32), то исходя из геометрической зависимости получаем соотношение величин x, z и 2β:

$$x = \sqrt{b_1^2 - z^2 + 2b_1 z \operatorname{ctg}^2 2\beta}, \qquad (б')$$

где b_1 — полуширина фундамента.

Задаваясь величинами p, 2β, φ и γ_0, сначала определяют величину z по выражению (а'), а затем, подставляя эту величину в формулу (б'), находят соответствующую ей абсциссу x. Повторяя эти математические операции для выбираемых углов 2β от 0 до 90° через определенный интервал (например, 10°), получаем семейство точек и необходимую граничную линию для определенной нагрузки p.

При незаглубленном фундаменте граничная линия имеет начало по грани нагруженной площади и, углубляясь в грунт на z_{max} (см. ниже), выходит на поверхность грунта на расстояние, определяемое по формуле

$$z_{2\beta=0} = \sqrt{b_1 + \frac{2b_1 p}{\pi\gamma_0} \cdot \frac{1-\sin\varphi}{\sin\varphi}}. \qquad (в')$$

Рис. 33 дает представление о граничных линиях в грунте под подошвой фундамента, расположенного на линейно деформируемом полупространстве: при различных величинах внешней нагрузки (рис. 33, *а*), при $h=0$ (рис. 33, *б*) и при $h>0$ (рис. 33, *в*).

Чтобы определить максимальную глубину распространения пластических деформаций в грунте, нужно взять из уравнения (71) производную по углу — $\frac{dz}{d\beta}$ и приравнять ее нулю, т. е.

$$\frac{dz}{d\beta}=\frac{p-\gamma_0 h}{\pi\gamma_0}\left(\frac{\cos 2\beta}{\sin\varphi}-1\right)=0,$$

отсюда получаем $\cos 2\beta=\sin\varphi$ или $2\beta=\frac{\pi}{2}-\varphi$. Подставив эти выражения в формулу (71), будем иметь

$$z_{max}=\frac{p-\gamma_0 h}{\pi\gamma_0}\left[\operatorname{ctg}\varphi-\left(\frac{\pi}{2}-\varphi\right)\right]-\frac{c}{\gamma_0 \operatorname{tg}\varphi}-h. \qquad (72)$$

Подставляя в это уравнение различные величины z_{max} и решая его относительно p, можно получить выражение для краевой предельной нагрузки

$$p_{пр}=\frac{\pi\left(\gamma_0 h+\frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\right)}{\operatorname{ctg}\varphi+\varphi-\frac{\pi}{2}}+\gamma_0 h. \qquad (73а)$$

При выводе этой формулы учитывалось, что области пластических деформаций отсутствуют, а деформации в грунте при данной нагрузке являются упругими.

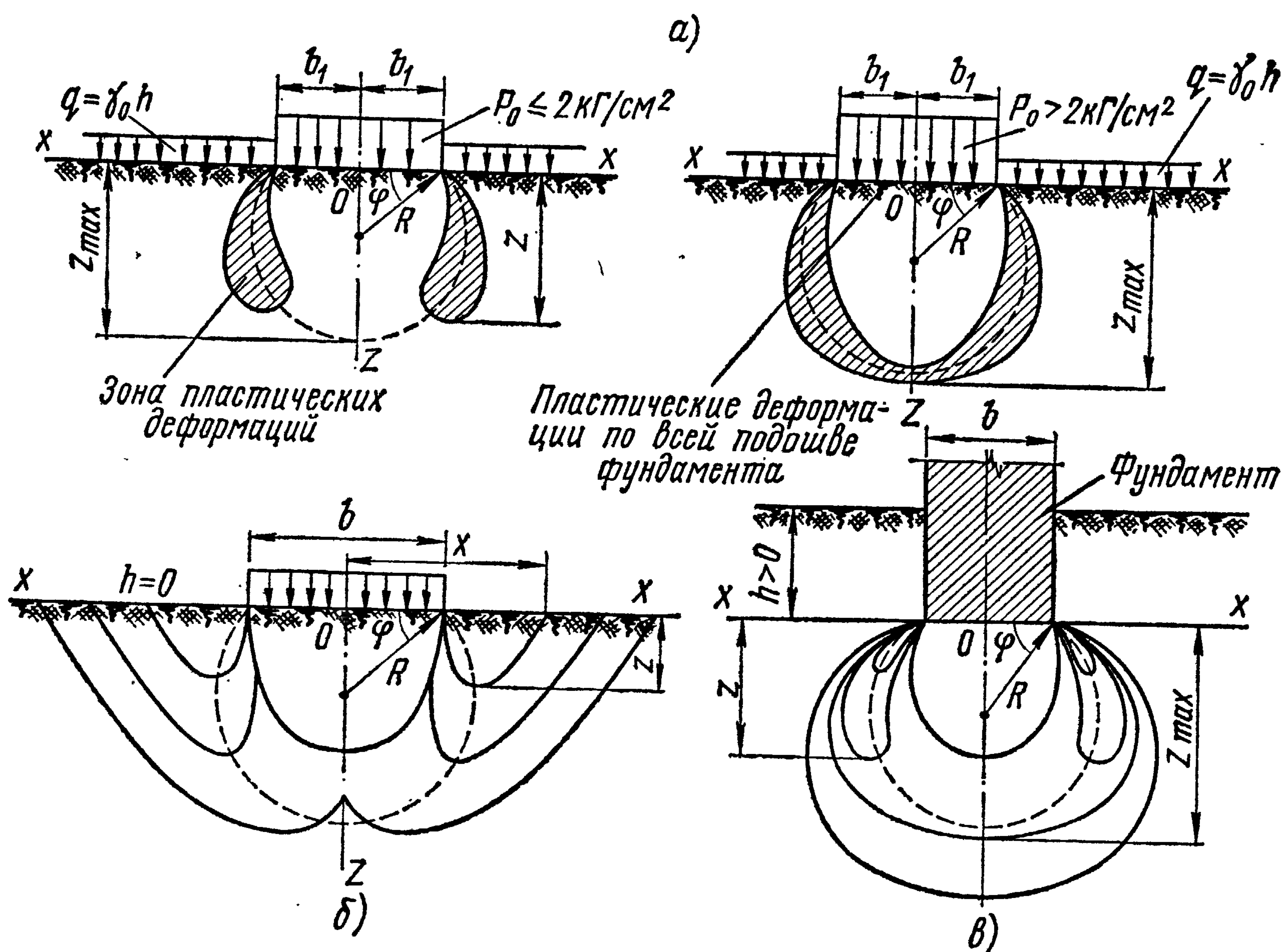


Рис. 33. Линии, разграничивающие область пластических деформаций в грунте под подошвой фундамента

При тех же ограничениях, принимая во внимание выражение (72), проф. Морозов предложил определять $p_{пр}$ для жесткого фундамента по формуле

$$p_{пр}=\frac{4c\cdot\cos\varphi}{\sqrt{(1-\sin\varphi)^3}}+\gamma_0 h. \qquad (73б)$$

Проф. Яропольский для плоской задачи при гибком ленточном фундаменте рекомендует формулу

$$p_{пр}=\frac{\pi\gamma_0\left[b_1\,\mathrm{ctg}\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)+h+\frac{c}{\gamma_0\,\mathrm{tg}\,\varphi}\right]}{\mathrm{ctg}\,\varphi+\varphi-\frac{\pi}{2}}+\gamma_0 h. \qquad (73в)$$

Эта формула исходит из предположения полного развития разрушения грунта по глубине и смыкания областей пластических деформаций на оси симметрии основания. В этом случае $z_{max}=\frac{b}{2}\mathrm{ctg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ и основание теряет свою устойчивость.

При смыкании на оси симметрии основания областей разрушения грунта при плоской задаче пользуются следующими формулами для определения $p_{пр}$:

для жесткого ленточного фундамента формулой проф. Морозова П. И.

$$p_{пр}=4\gamma_0\frac{\left(h+b_1\sqrt{\frac{2+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}\right)\sin\varphi+c\cos\varphi}{\sqrt{(1-\sin\varphi)^3}}+\gamma_0 h; \qquad (73г)$$

для гибкого ленточного фундамента формулой инж. Шеляпина С. П.

$$p_{пр}=\frac{\pi\gamma_0\left(h+b_1\,\mathrm{ctg}\frac{\beta}{2}+\frac{c}{\gamma_0\,\mathrm{tg}\,\varphi}\right)}{\frac{\sin\beta}{\sin\varphi}-\beta}+\gamma_0 h. \qquad (73д)$$

Для ограниченного распространения областей пластических деформаций рекомендуется формула проф. Н. Н. Маслова [59], в которой принимается $z_{max}=b\,\mathrm{tg}\,\varphi$.

$$p_{пр}=\frac{\pi\gamma_0\left(2b_1\,\mathrm{tg}\,\varphi+h+\frac{c}{\gamma_0\,\mathrm{tg}\,\varphi}\right)}{\mathrm{ctg}\,\varphi+\varphi-\frac{\pi}{2}}+\gamma_0 h. \qquad (73е)$$

В этих формулах 2β — угол видимости (см. рис. 32).

При определении $p_{пр}$ по формулам (72 г, д, е) следует иметь в виду, что исходное уравнение для напряжений получено было в линейно-деформируемой среде и не всегда правильно переносить его без соответствующих оговорок в грунты с сильно развитыми областями предельного равновесия.

Из рассмотрения круга напряжений очевидно (см. рис. 31, *в*), что в каждой точке зоны предельного равновесия имеются две сопряженные площадки (изображаемые на круге точкой *М*), по которым одновременно возникает состояние предельного равновесия. Эти площадки называются площадками скольжения.

Наклон площадок скольжения в пространстве неизвестен, но положение их на круге напряжений зафиксировано точками касания к сторонам угла 2 φ. По кругу напряжений площадки скольжения наклонены к главной оси под углом $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$, а угол между ними равен $\frac{\pi}{2}-\varphi$.

Положение площадок скольжения в пространстве непрерывно изменяется и зависит от положения главных осей и от внешней нагрузки. Но так как площадок две, то в совокупности они образуют два семейства поверхностей скольжения, по которым будет происходить перемещение частиц грунта при нарушении равновесия на одной из площадок скольжения. Одна из главных осей совпадает с поверхностью грунта, другая же является нормальной к ней. Отсюда следует, что скольжения во всех случаях «выходят» на поверхность под углом $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$, причем угол «выхода» не зависит от внешней нагрузки.

Таким образом, в математическом отношении решение задач устойчивости, связанное с возникновением в грунтах состояния предельного равновесия, сводится к определению положения в пространстве главных осей, построению поверхностей скольжения и к определению границ зон, в которых отклонение главных напряжений определяется отношениями:

а) для песчаных грунтов

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1}=\xi=\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right);$$

б) для глинистых грунтов

$$\frac{\sigma_3+p_к}{\sigma_1+p_к}=\xi=\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right).$$

Выше было показано, что пластические деформации в грунтах появляются в тех случаях, когда угол отклонения станет больше угла внутреннего трения φ.

Для грунтов, слагающих основание, угол φ есть величина вполне определенная, а угол θ_{max} зависит от внешней нагрузки, размеров и положения фундамента. Для выяснения причин нарушения прочности основания необходимо установить зависимость между углом отклонения и перечисленными выше факторами.

Возникновение зон предельного равновесия неизбежно, если нагрузка на основание превысит величину $p_{пр}$:

$$p_{пр} = \gamma_0 (\pi b + h), \tag{а}$$

где b — ширина подошвы фундамента.

При этом величина угла отклонения в любой точке грунта под фундаментом должна соответствовать соотношению

$$\sin \theta_{max} = \frac{2(p_{пр} - \gamma_0 h)}{\pi (p_{пр} + \gamma_0 h + 2p_к)} . \tag{б}$$

Значит, при увеличении нагрузки максимальный угол отклонения возрастает, приближаясь к некоторому ее пределу, определяемому уравнением (а).

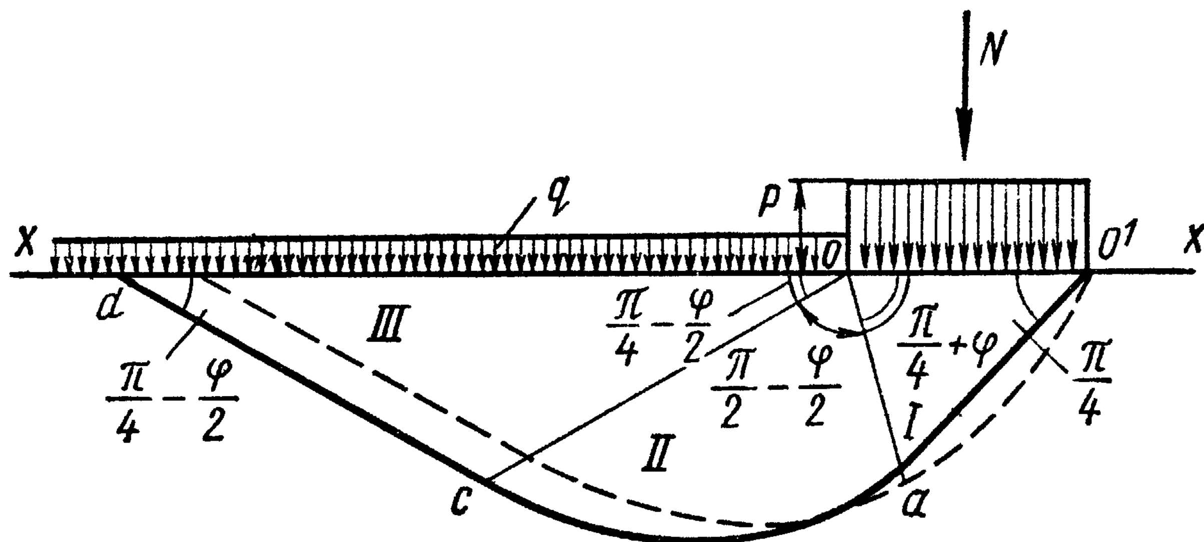


Рис. 34. Кривые поверхности скольжения по современной теории предельного равновесия грунтов

На основании ряда теоретических работ можно прийти к заключению, что поверхность скольжения состоит из плоскости *I* напряженной зоны, логарифмической спирали *II* напряженной зоны; плоскости *III* напряженной зоны (рис. 34). Предельную нагрузку на грунт можно определить:

1) по формуле Прандтля:

$$p_{пр} = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] ; \tag{74а}$$

2) по формуле Прандтля — Рейсснера

$$p_{пр} = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}; \tag{74б}$$

3) по формуле В. И. Новоторцева

$$p_{пр} = q e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + c \operatorname{ctg} \varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] . \tag{74в}$$

Однако натурные и лабораторные испытания грунтов при заглубленных фундаментах и осесимметричных нагрузках показывают, что под подошвой фундаментов образуется уплотненное треугольное ядро (рис. 35), которое, являясь как бы продолжением фундамента, оказывает расклинивающее действие на окружающий грунт. Очертание поверхностей скольжения для плоской задачи показано на рис. 35, *а* и для осесимметричной пространственной задачи — на рис. 35, *б*.

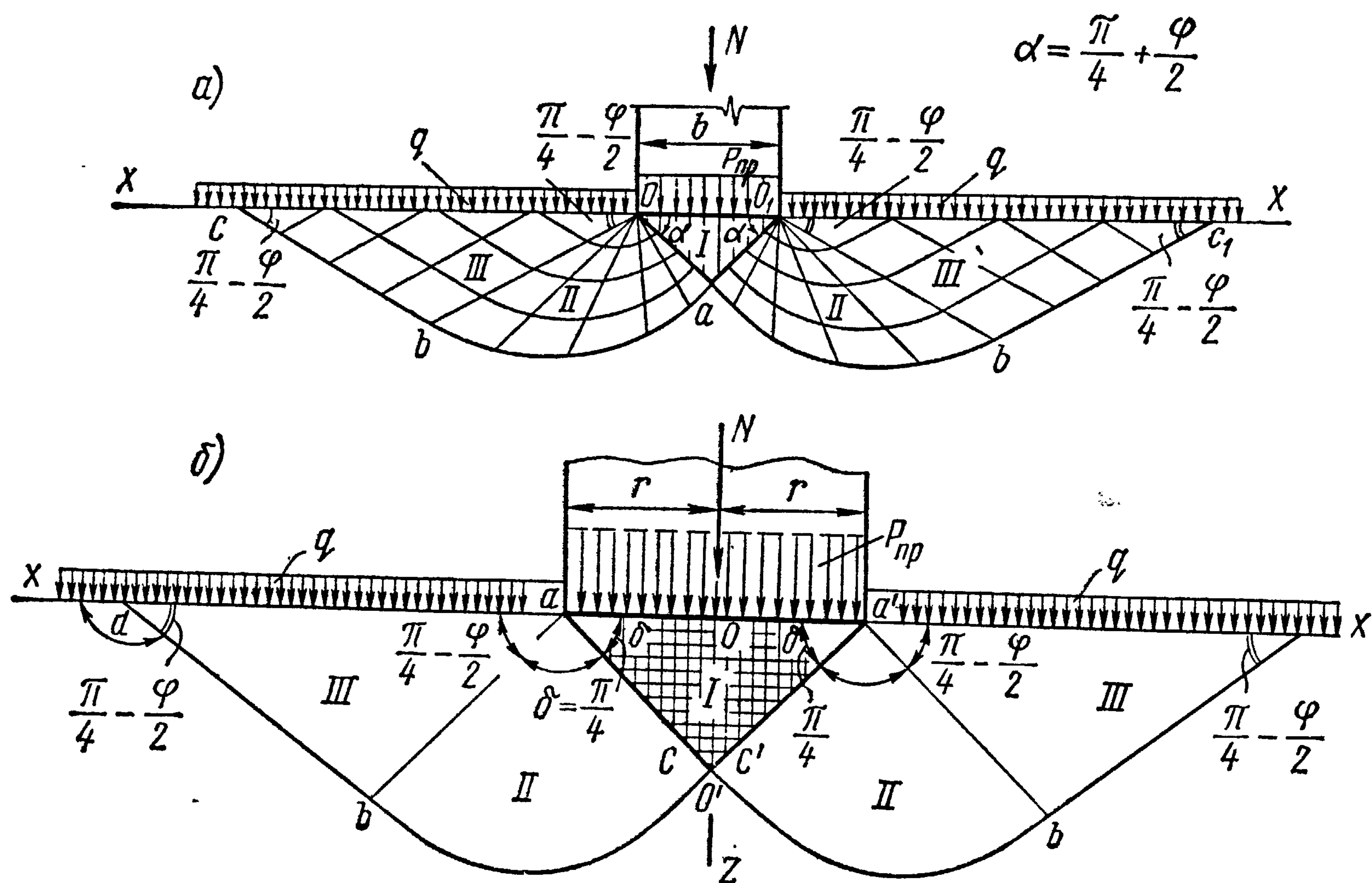


Рис. 35. Линия скольжения в грунте по Березанцеву:
а — для плоской задачи; *б* — для пространственной задачи

Проф. В. Г. Березанцев рекомендует следующие формулы для определения предельной нагрузки:

а) для плоской задачи

$$p_{\text{пр}} = q\,\frac{\cos(\delta - \varphi)}{\cos\delta}\,\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\left(\frac{3}{2}\pi + \varphi - 2\delta\right)\operatorname{tg}\varphi}, \qquad (74г)$$

где δ — угол наклона граней уплотненного ядра к горизонту, приближенно равный $\delta \approx \frac{\pi}{4}$;

б) для плоской задачи и прямоугольного в плане фундамента с шириной подошвы b [18]

$$p_{\text{пр}} = (A_0\gamma_0 b + B_0 q + C_0 c)\,b, \qquad (74д)$$

где q — пригрузка;

A_0, B_0, C_0 — табличные коэффициенты (табл. 13);

l — длина призмы выпирания грунта;

Таблица 13

Коэффициенты \ φ°	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1	77,3	110,3	159,6
B_0	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	12,3	15,0	19,8	24,7	32,6	41,5	17,8	72,0	92,7	137,2	195,0
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	29,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	84,7	108,8	141,2	187,5
$\frac{l}{b}$	1,6	1,7	1,9	2,0	2,1	2,3	2,5	2,6	2,8	3,1	3,3	3,5	3,9	4,3	4,8	5,3
$A_к$	4,1	5,7	7,3	9,9	14,0	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	216,0	317,0		
$B_к$	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	270,0		
$C_к$	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0	55,4	71,5	93,6	120,0	161,0	219,0	300,0		
$\frac{l}{2R}$	1,44	1,50	1,58	1,65	1,73	1,82	1,91	1,99	2,11	2,22	2,34	2,45	2,61	2,76		

в) для подошвы фундамента в виде площади круга

$$p_{\text{пр}} = \pi R^2 (A_к \gamma_0 R + B_к q + C_к c), \quad (74е)$$

где R — радиус круга площади подошвы фундамента; $A_к$, $B_к$, $C_к$ — коэффициенты, которые берутся из табл. 13;

г) для квадратных фундаментов

$$p_{\text{пр}} = b^2 \left(A_к \gamma_0 \frac{b}{2} + B_к q + C_к c \right). \quad (74ж)$$

Величина предельной нагрузки на грунт для плоской задачи может быть определена согласно теории предельного равновесия сыпучей среды по формуле В. В. Соколовского

$$p_{\text{пр}} = (\gamma_0 h + c \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (74з)$$

§ 3. Определение нормативного давления на грунт

Под нормативным давлением на грунт основания ($R^н$) нужно понимать среднее давление по подошве фундамента, при котором образуются зоны пластических деформаций, не превышающих допустимых. Эти зоны расположены под краями фундамента и имеют глубину 0,25 b (где b — ширина подошвы фундамента).

Нормативное давление определяет предел применимости теории упругости для расчета оснований по деформациям.

При определении $R^н$, рекомендуемого действующими СНиП для расчета оснований, за основу принимается формула (71). Если ее решить относительно p, то получим

$$p = \frac{\pi \left(\gamma_0 h - \frac{\varepsilon}{\operatorname{tg} \varphi} + \gamma_0 z_{\max} \right)}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma_0 h. \quad (а)$$

Как рекомендуют СНиП, подставляем значение $z_{\max} = 0,25\, b$ в выражение (а), считая при этом, что $p = R^н$. После некоторых преобразований будем иметь формулу для определения нормативных давлений:

а) при центральных нагрузках и бесподвальных зданиях

$$R^н = (Ab + Bh) \gamma_0 + Dc^н; \quad (75а)$$

б) для зданий с подвалом

$$R^н = \left[Ab + \frac{B(2h + h_п)}{3} \right] \gamma_0 + Dc^н, \quad (75б)$$

где A, B, D — безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения $\varphi^н$, равные:

$$A = \frac{0{,}25\,\pi}{\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н};$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н};$$

$$D = \frac{\pi}{\left(\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н\right)\operatorname{tg}\varphi^н};$$

b — меньшая сторона прямоугольной формы фундамента;
h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или от планировочной отметки грунта;
$h_п$ — приведенная глубина заложения фундамента в помещении с подвалом, равная $h_п = c_1 + c_2\frac{\gamma_{оп}}{\gamma_о}$;
c_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента в месте подвала;
c_2 — толщина конструкции пола подвала;
$\gamma_о$ — объемный вес грунта выше отметки заложения фундамента;
$\gamma_{оп}$ — объемный вес материала конструкции пола подвала;
$c^н$ — нормативное предельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундаментов. Под параметром линейности понимается часть сопротивления грунта срезу, не зависящая от нормального напряжения по площади среза.

Для внецентренно приложенного давления величина $R^н$ краевого давления принимается на 20% больше $R^н$, найденного по формулам (75), т. е. $R^н_{кр} = 1{,}2R^н$.

С 1962 г. в СССР введены новые нормативные давления на грунты оснований, которые можно найти в СНиП II-Б.1—62 [81].

Согласно этим нормам нормативные давления можно брать по таблицам только при глубине заложения фундамента 1,0—2,5 *м* и ширине фундамента 0,6—1,5 *м* на основное сочетание нагрузок независимо от наличия в здании подвала. При этом должны учитываться требования расчета оснований зданий и сооружений по деформациям, соблюдение условий однородности и горизонтальности напластования грунтов основания, а также класс сооружения. Желательно, чтобы нормативное давление не превышало фактического напряжения в грунте по подошве фундамента, при котором зависимость между напряжениями и деформациями оставалась бы линейной.

§ 4. Определение устойчивости грунтов основания

Для того чтобы сооружение было устойчивым, фундамент его следует заглублять на определенную глубину h. При недостаточно заглубленных фундаментах грунт способен выдавливаться из-под подошвы фундамента и выпирать в стороны с потерей общей устойчивости основания. Отсюда вытекает задача о правильном подборе предельной нагрузки, минимальной глубины заложения фундамента и о нахождении поверхностей скольжения, по которым может произойти движение частиц грунта.

Согласно СНиПу основания зданий и сооружений при наличии регулярно действующих горизонтальных нагрузок (подпорные стенки и др.), а также всех зданий и сооружений, основания которых ограничены откосами, рассчитываются на устойчивость по формуле

$$N \leqslant \Phi, \tag{76}$$

где N — заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации;

Φ — несущая способность основания для данного направления нагрузки N, равная $\Phi = p_{пр}F$ (F — площадь фундамента, величину $p_{пр}$ можно взять по формулам предыдущего параграфа).

Существует несколько методов решения задачи об устойчивости оснований: метод плоских поверхностей скольжения; метод круглоцилиндрических поверхностей скольжений; метод сложных очертаний поверхностей скольжения.

Наибольшее распространение получили методы расчета устойчивости фундаментов на естественных основаниях, основанные на новой теории предельного равновесия грунтов (Соколовский В. В., Березанцев В. В).

Так как аналитическое решение устойчивости основания сооружений по Соколовскому и Березанцеву требует большой вычислительной работы, необходимо ознакомиться с решением данной задачи графо-аналитическим методом, предложенным П. Д. Евдокимовым.

При рассмотрении круга напряжений было показано, что в каждой точке, где имеет место предельное равновесие, возникают две сопряженные площадки, наклоненные друг к другу под углом $\frac{\pi}{2} - \varphi$. Так как этот угол является постоянным, то в любой точке пространства может быть выделен треугольник предельного равновесия — скольжения, который имеет горизонтальную площадку, нагруженную сверху напряжениями от внешней нагрузки, и две площадки, о которых известно, что они наклонены под углом $\frac{\pi}{2} - \varphi$ и нагружены силами скольжения, действующими к нормалям площадки под углом φ. Таким образом, положение треугольника скольжения

в пространстве полностью определяется, что позволяет построить поверхность скольжения и выделить объем призмы «выпора».

Из рис. 36 видно, что призма «выпора» состоит из трех объемов — ABE, BEC, ECD.

Объем ABE, расположенный под фундаментом, подобен треугольнику скольжения и может быть построен по углам в точках A (угол θ) и E (угол α). Объем ABE имеет вес P_1, загружен сверху по подошве фундамента равнодействующей N под углом β к вертикали, поддерживается силами скольжения: T_{AB} — под углом φ к стороне

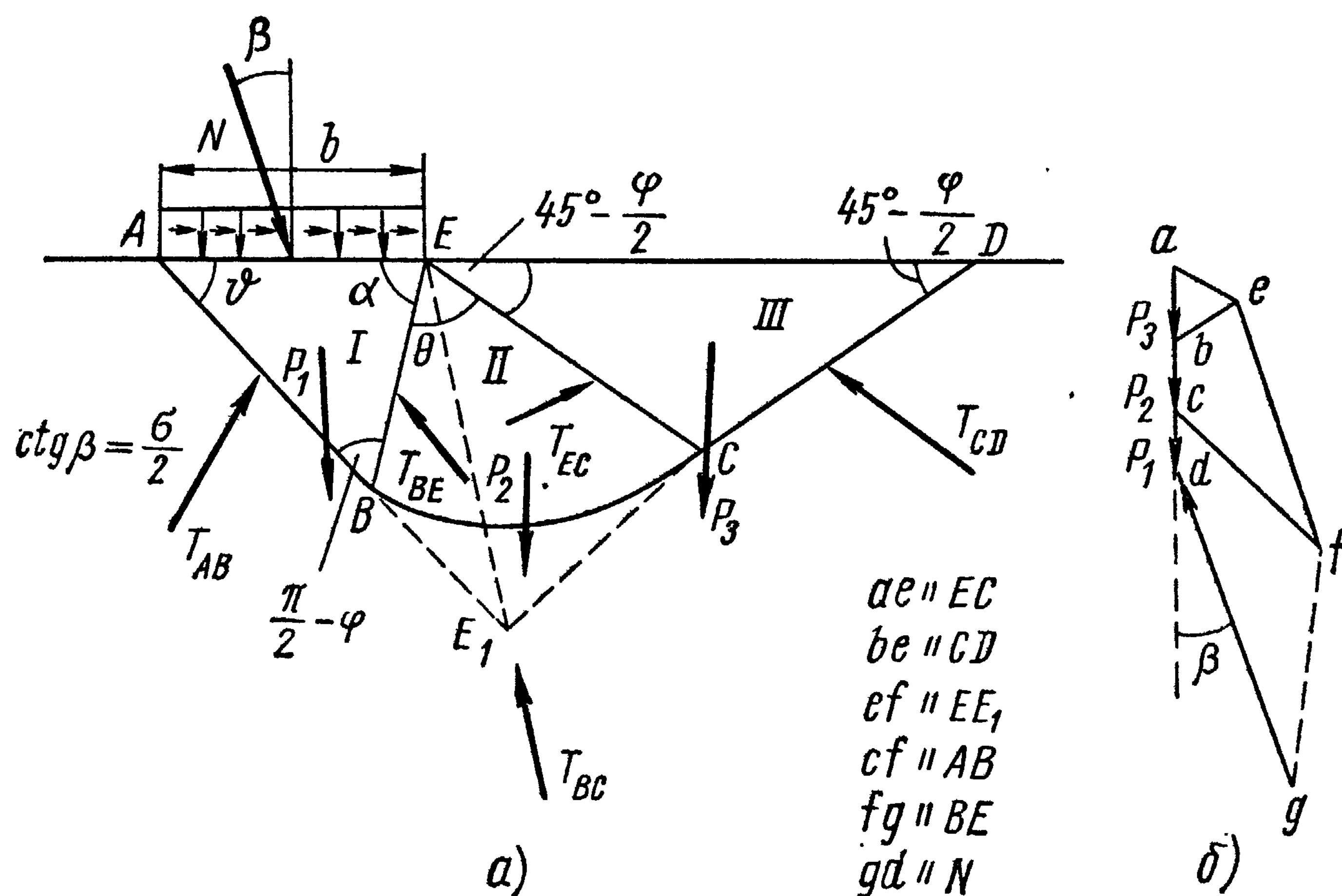


Рис. 36. Построение призмы выпора грунта и многоугольника сил по П. Д. Евдокимову

AB (параллельно стороне BE) и T_{BE} — параллельно стороне AB. Объем BCE заключен между треугольниками ABE и CDE и ограничен снизу логарифмической кривой

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}.$$

Величина r_0 может быть получена из треугольника ABE как сторона BE

$$r_0 = b \frac{\sin \varphi}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}.$$

Прямые EC и CD наклонены к поверхности грунта под углом выхода поверхности скольжения, т. е., по доказанному выше,

$$\angle DEC = \angle EDC = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2},$$

откуда

$$\theta = \pi - \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \theta = \frac{3}{4}\pi + \frac{\varphi}{2} - \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \theta.$$

Таким образом, объем BCE будет полностью определен. В результате подсчета вес его равен P_2. Этот объем сверху нагружен реактивными давлениями объемов ABE и ECD и поддерживается снизу отпором грунта T_{BC}, который принимается действующим по направлению EE_1.

Объем EDC пассивного сопротивления грунта ограничен CD и EC, направление которых под углами $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ обосновано выше.

Вес объема ECD равен P_3. Если фундамент заглублен, то вес пригрузки включается в вес P_3. Объем EDC поддерживается силами скольжения T_{CD} и T_{EC}, направленными параллельно сопряженным сторонам (соответственно EC и CD).

Так как величина и направление активных (P_1, P_2, P_3) и реактивных (T_{AB}, T_{BE}, T_{EC}, T_{CD}) сил известны, то можно построить веревочный многоугольник, у которого последняя замыкающая сторона (рис. 36,*б*) будет, очевидно, направлена параллельно направлению силы N. Величина Φ должна быть равна или больше N.

При рассмотрении напряженного состояния грунта указывалось, что зоны предельного равновесия возникают под наружными гранями фундамента. Первое время они окружены и изолированы вполне устойчивым грунтом и не представляют опасности, но по мере увеличения нагрузки эти зоны увеличиваются и соединяются на некоторой глубине под фундаментом. Так как частицы грунта в зонах находятся в неустойчивом состоянии, то в них возможны пластические деформации. Фундамент начинает как бы медленно вращаться (качаться) подобно телу, плавающему в очень густой жидкости. Поэтому разрушение основания может произойти вследствие двух причин: а) выдавливания грунта из-под подошвы фундамента в результате возникновения пластических деформаций; б) выпора из-под подошвы фундамента некоторого объема грунта.

В обоих случаях разрушение основания ведет к потере устойчивости сооружения.

Прочность и устойчивость оснований необходимо обеспечивать во всех случаях независимо от капитальности и конструктивной схемы сооружений.

§ 5. Проверка прочности подстилающего слоя

Непосредственно под фундаментом сооружения располагается несущий слой грунта основания. Однако может оказаться, что ниже этого слоя один из подстилающих слоев будет слабее. В этом случае возникает необходимость проверки мощности и прочности подстилающего слоя грунта и влияния слабого грунта на деформацию основания сооружений. Делается это следующим образом. Вычерчивают запроектированный фундамент здания (рис. 37). Около оси фундамента строят две эпюры напряжений — эпюру дополнитель-

ных давлений от сооружения и эпюру напряжений от собственного веса грунта. Затем на кровле подстилающего слоя определяют сумму напряжений ($p_{бH}+p_z$). Эта сумма не должна превышать нормативного давления $R^н$ для условного фундамента, опирающегося на слабый подстилающий слой грунта, т. е.

$$(p_{бH}+p_z)\leqslant R^н, \qquad (77)$$

где $p_{бH}$ — природное давление на кровлю подстилающего слоя, залегающего на глубине H, $кГ/см^2$;

p_z — дополнительное давление на кровлю подстилающего слоя, $кГ/см^2$.

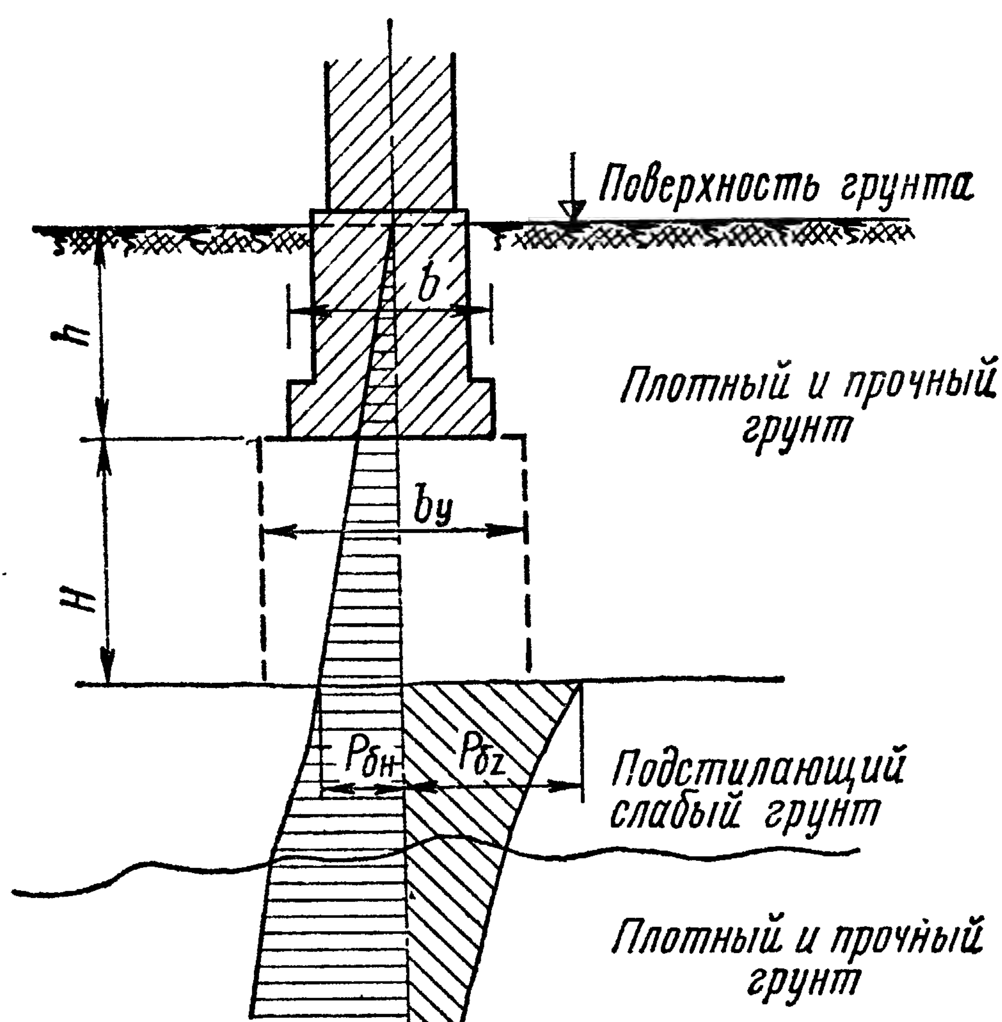


Рис. 37. Расчетная схема проверки прочности подстилающего слоя ($b_у$ — ширина площади подошвы условного фундамента)

Площадь условного фундамента можно определить из соотношения

$$F_у=\frac{P^н}{R^н}, \qquad (78)$$

где $F_у$ — площадь условного прямоугольного фундамента, $см^2$;

$P^н$ — суммарная нормативная нагрузка на фундамент сооружения, $кГ$;

$R^н$ — нормативное давление на грунт для условного фундамента, опирающегося на кровлю слабого грунта, $кГ/см^2$.

§ 6. Расчет устойчивости откосов и подпорных стен

Решение задачи об устойчивости откосов сводится к отысканию соотношения между высотой и крутизной откоса, при котором в его толще возникает состояние предельного равновесия.

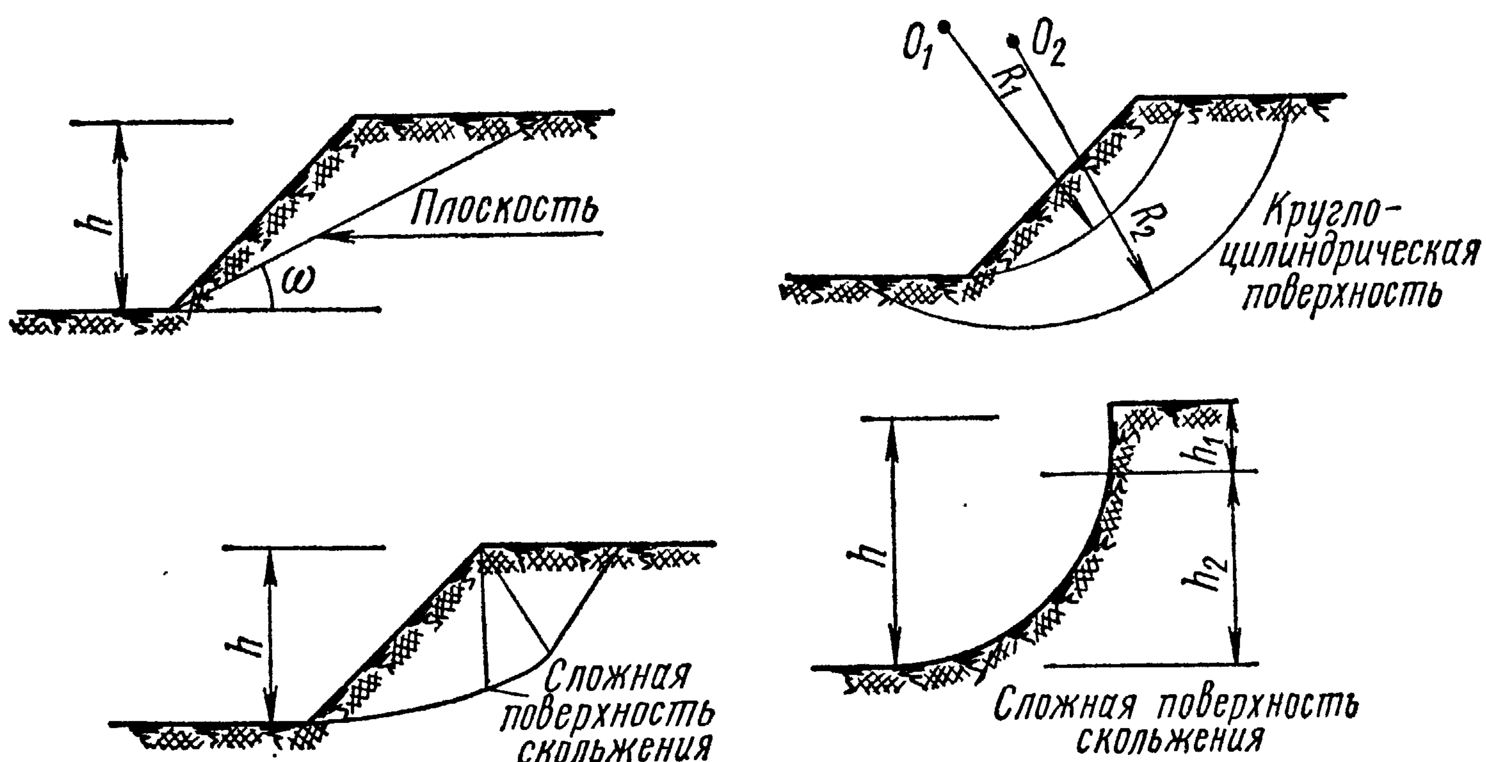


Рис. 38. Поверхности скольжения в косогоре

Устойчивость откосов определяют по плоской поверхности скольжения, по круглоцилиндрической поверхности и по сложному очертанию поверхности скольжения (рис. 38).

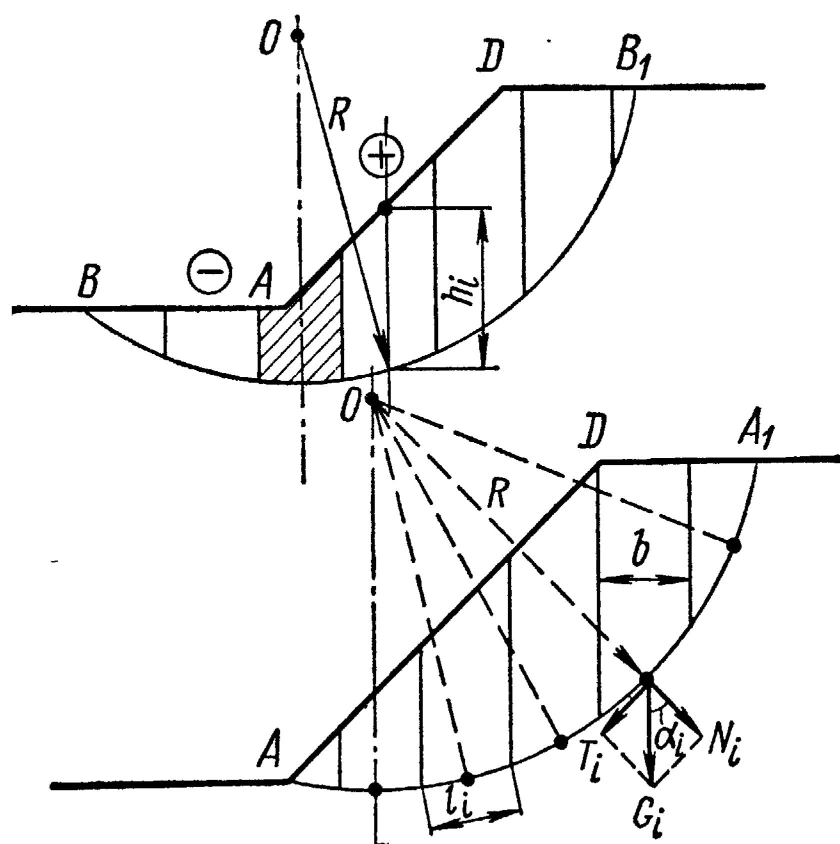


Рис. 39. Расчетная схема устойчивости грунта в откосе по круглоцилиндрической поверхности скольжения

Для простоты расчета устойчивости откосов часто принимают круглоцилиндрическую поверхность скольжения.

Эта поверхность выбирается проходящей через точку A или точку B основания косогора (рис. 39). В этом случае определение устойчивости проводится в следующем порядке:

1. Выбирается центр O и радиус кривой скольжения R. Затем радиусом R отсекается часть грунта в косогоре.

2. Неоднородное напластование грунтов приводят к однородному фиктивному слою через осредненные объемные веса и углы внутреннего трения.

3. Часть грунта, отсеченная кривой скольжения, делится на призмы шириной $b \approx 0{,}1R$, высотой h и длиной по косогору, равной 1 *пог. м*. Под центром вращения располагается средина нулевой

призмы, влево от нее — призмы со знаком «минус», а вправо — со знаком «плюс».

4. В соответствии с полученными в каждой призме силами (сдвигающими и удерживающими откос) подсчитываются удерживающие и сдвигающие моменты относительно центра кривой скольжения в соответствии с рис. 39:

$$M_{сдв} = \sum_1^n T_i R + \sum_1^n G_i \sin \alpha_i R = \sum_1^n \gamma_0 b h_i \sin \alpha_i R;$$

$$M_{уд} = \sum_1^n N_i R \operatorname{tg} \varphi + \sum_1^n c l_i R = \sum_1^n \gamma_0 b h_i \cos \alpha_i R \operatorname{tg} \varphi + c l_i R,$$

где h_i — высота каждой призмы;
R — радиус кривой скольжения;
α_i — переменный угол, составленный радиусом и вертикальной линией, проходящей через опаснейший центр скольжения;
l_i — длина дуги в основании призмы;
φ — угол внутреннего трения грунта данной призмы;
c — сила сцепления, взятая по поверхности основания призмы;
γ_0 — объемный вес грунта данной призмы.

5. Зная моменты, удерживающие и сдвигающие, определяют коэффициент запаса устойчивости косогора.

Таких подсчетов делают несколько, чтобы окончательно убедиться в устойчивости откоса. Значительное количество подсчетов приходится делать потому, что до настоящего времени еще нет точного определения опасного центра и радиуса кривой скольжения.

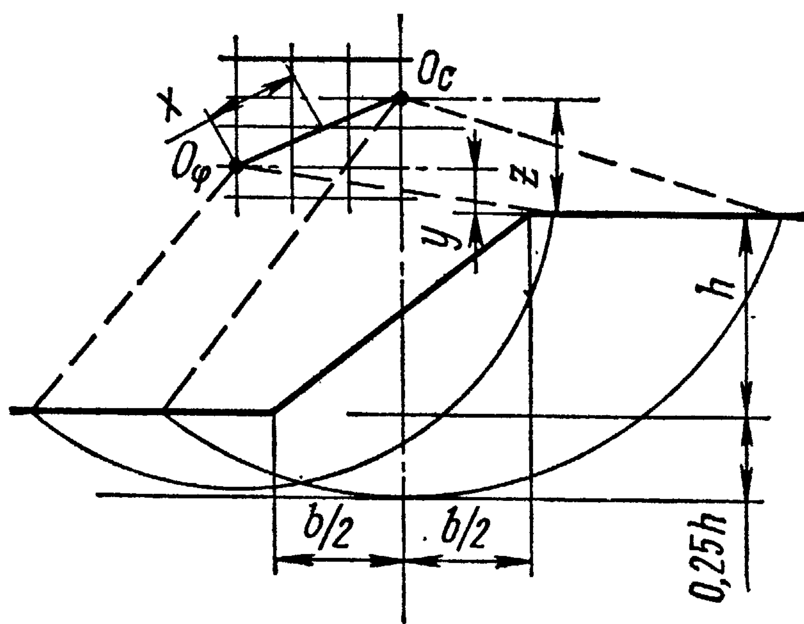


Рис. 40. Определение опаснейшего центра кривой скольжения

Для нахождения опасного центра кривой скольжения сначала находятся два промежуточных центра O_φ и O_c (рис. 40).

Под центром O_φ подразумевают центр наиболее опасной кривой скольжения для грунта, обладающего только трением; под центром же O_c понимают центр опасной кривой скольжения для грунта, обладающего только сцеплением.

Опаснейший центр кривой скольжения можно определить по формуле

$$x = \frac{c}{c_{max}} m, \tag{79}$$

где c — действительная сила сцепления;

c_{max} — максимальная сила сцепления;

m — расстояние от O_φ до O_c.

Для упрощения нахождения центра кривой скольжения предложены графики [92], с помощью которых можно сравнительно быстро найти опаснейший центр скольжения.

Для многослойных плотных глин и им подобных грунтов целесообразнее проверять устойчивость откосов методом угла устойчивого откоса [58; 59].

Сущность этого метода заключается в допущении тождественности угла сопротивления сдвигу, получаемого при испытании грун-

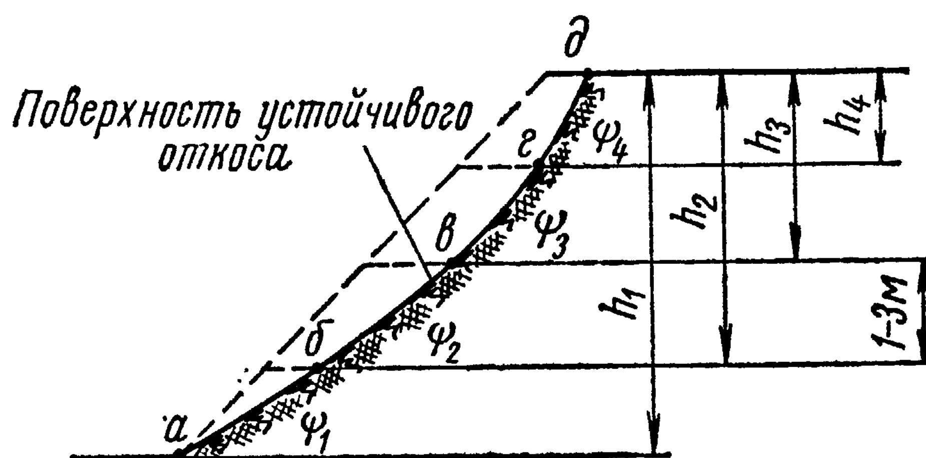


Рис. 41. Расчетная схема устойчивости откоса по Н. Н. Маслову

та в лабораторных условиях, и угла устойчивого откоса при одинаковых давлениях — природном и прикладываемом к грунту в лаборатории.

Н. Н. Маслов рекомендует следующую расчетную формулу:

$$\mathrm{tg}\,\psi = \mathrm{tg}\,\varphi + \frac{c}{p_б}, \qquad (80)$$

где $\mathrm{tg}\,\psi$ — тангенс угла устойчивого откоса при нагрузке $p_б$;

$p_б$ — давление в грунте от собственного веса;

φ и c — угол внутреннего трения и сцепление, получаемые при испытании в лаборатории.

Построение профиля устойчивого откоса по этому методу сводится к следующему:

1. Откос с заданными размерами делится на некоторое число горизонтальных полос (рис. 41) высотой 1—3 *м* в соответствии с природной мощностью пласта.

2. Для каждого пласта определяется бытовое давление $p_б$, которое должно быть равно весу вышележащих пород подошвы пласта, т. е. $p_б = \gamma_0 h$, где h — переменная величина при переходе от одного пласта к другому. Расчет ведется от нижней полосы грунта откоса к верхней для всех пластов грунта.

3. В соответствии с найденным $p_б$ и по заданным φ и c определяется коэффициент сдвига $\mathrm{tg}\,\psi$, а затем и углы ψ для каждого пласта грунта.

4. Полученные углы ψ_1, ψ_2, ψ_3 и т. д. откладываются в точках *а*, *б*, *в* и т. д.; линии углов соединяются в одну ломаную линию, которая и будет считаться профилем устойчивого откоса.

Основываясь на теории предельного равновесия грунтов, можно решать задачу по устойчивости откосов в двух случаях: 1) на горизонтальную поверхность откоса действует постоянная нагрузка и 2) нагрузка отсутствует.

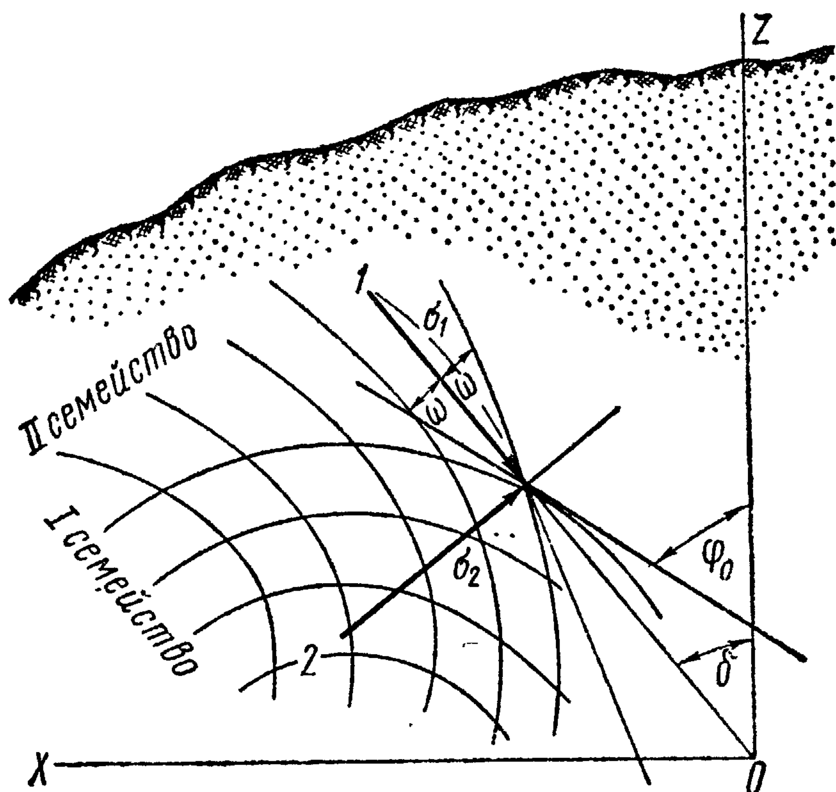


Рис. 42. Изогональная сетка линий скольжения

Из условия предельного равновесия следует, что через каждую точку на плоскости XOZ проходят две линии скольжения (рис. 42), касательные к которым наклонены под углами $\omega = \pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$. Таким образом, в условиях предельного равновесия грунта вся плоскость покрыта изогональной сеткой линий скольжения. Обозначив угол между осью OZ и касательной к линии скольжения первого семейства через φ_0, получим зависимость между углами δ и φ_0:

$$\delta = \varphi_0 - \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}.$$

Касательные к линиям скольжения второго семейства наклонены к оси Z под углом $\varphi_0 - \frac{\pi}{2} + \varphi$ (где φ — угол внутреннего трения грунта).

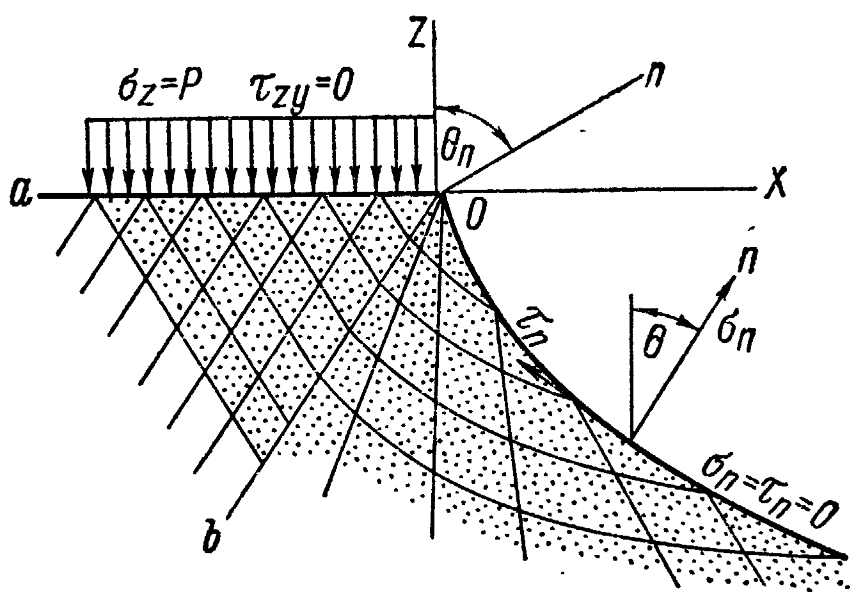


Рис. 43. Схема разбивки на области предельных напряжений в грунте откоса

Выполняя ряд построений для случая постоянного равномерно распределенного нормального напряжения $\sigma_z = p$ вдоль горизонтальной поверхности откоса, В. В. Соколовский установил, что внутри области aOb (рис. 43) и вдоль линии Ob угол φ_0 является величиной постоянной и равной $\varphi_0 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

Начальный угол откоса θ_0 (рис. 43) в точке O в зависимости от постоянного p определяется из следующего соотношения:

$$\theta_0 = \frac{\pi}{2} - \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{2} \ln\left[\left(\frac{p}{c \operatorname{ctg}\varphi} + 1\right) \cdot \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}\right] = \frac{\pi}{2} - B. \qquad (81a)$$

Во всех последующих точках откоса, расположенных ниже оси X, угол θ будет равен

$$\theta = \theta_0 + \frac{z + x \operatorname{tg} \varphi}{A}, \tag{81б}$$

где

$$A = \frac{(1 + 2 \sin \varphi)(p_0' - p)}{\gamma_0 (\theta_0 - \varphi)(1 + \sin \varphi)}; \tag{81в}$$

$$p_0' = c \operatorname{ctg} \varphi \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - 2\varphi) \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right].$$

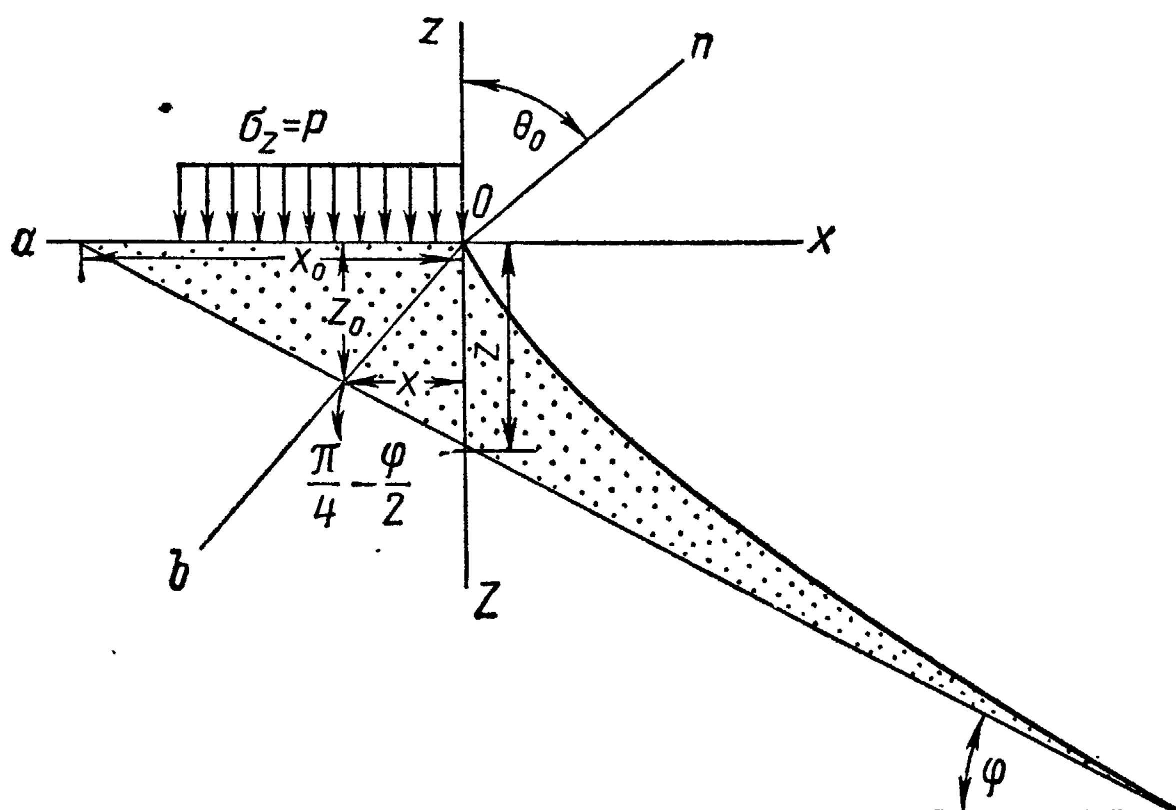


Рис. 44. Построение линии, ограничивающей откос

Уравнение кривой, ограничивающей откос предельного равновесия, будет иметь вид

$$x = A \cos \varphi \left\{ \cos \varphi \ln \left[\frac{\sin(\theta_0 - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi)} \right] + (\theta - \theta_0) \sin \varphi \right\} \tag{81г}$$

или

$$v = A (B + \varphi) - A \arccos \left[e^{-\frac{W}{A}} \cos (B + \varphi) \right]. \tag{81д}$$

Кривая, ограничивающая откос, имеет асимптоту (рис. 44), уравнение которой имеет вид

$$z + x \operatorname{tg} \varphi = A (p - \theta_0). \tag{82}$$

Уравнение (82) представляет собой прямую, наклоненную к оси X под углом φ, которая на отрицательных полуосях отсекает отрезки:

$$z = z_0 = A (\varphi - \theta_0);$$

$$x = x_0 = A (\varphi - \theta_0) \operatorname{ctg} \varphi.$$

Из уравнения (82) следует, что при $p = p_0 = \frac{2c\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$ угол $\theta_0 = \frac{\pi}{2}$, значит, напряжение вдоль отрицательной полуоси p не может быть меньше p_0, т. е.

$$p \geqslant \frac{2c\cos\varphi}{1-\sin\varphi}.$$

Напряжение $p_0 = p$ возникает от веса грунта вертикального участка откоса высотой, равной $h_0 = \frac{p_0}{\gamma_0} = \frac{2c\cos\varphi}{\gamma_0(1-\sin\varphi)}$, т. е. при данных c, γ_0 и φ вертикальный откос высотой h_0 (на рис. 46 h) может держаться без крепления.

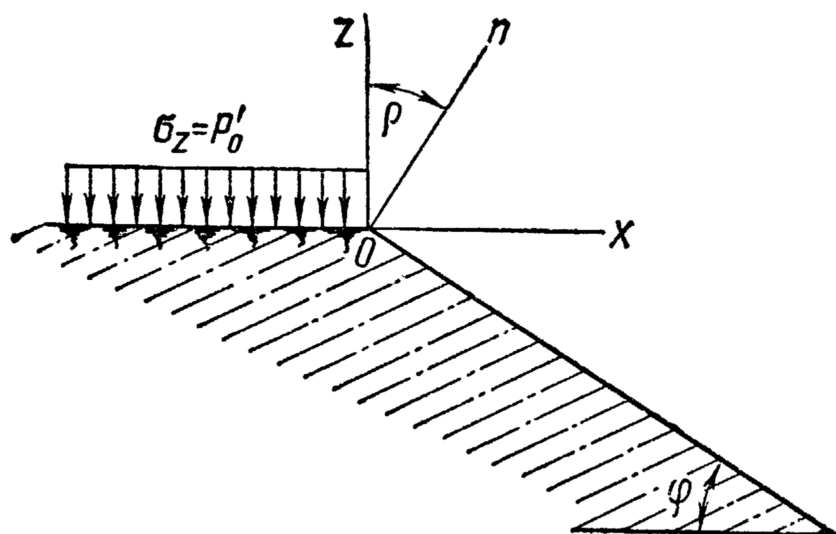


Рис. 45. Построение откоса, ограниченного плоской поверхностью

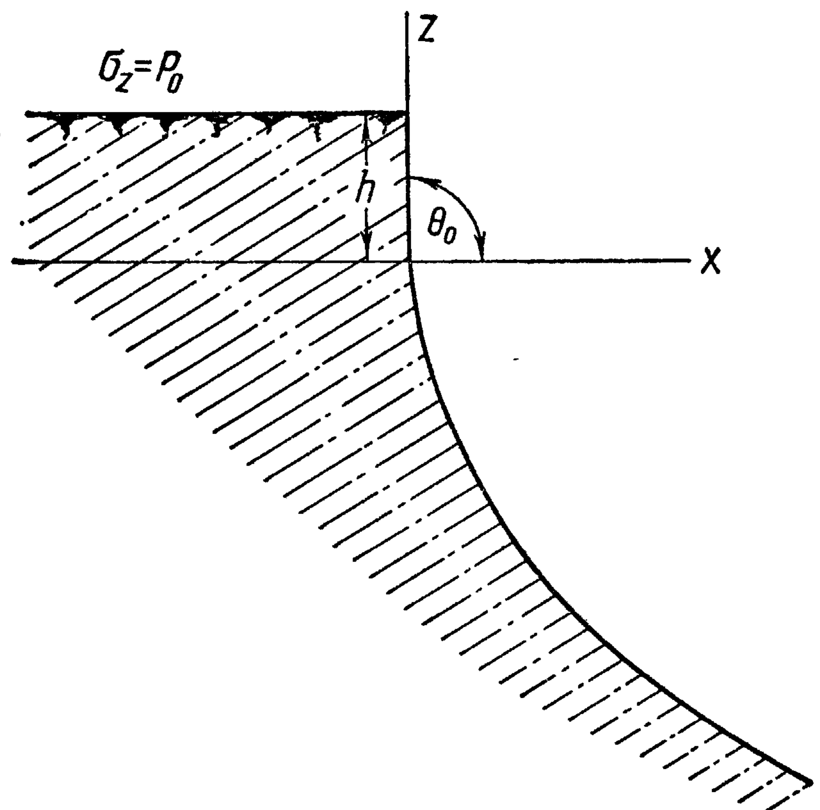


Рис. 46. Построение поверхности откоса с вертикальной плоскостью

Если вдоль отрицательной полуоси OX будет действовать напряжение, равное выражению p_0' (81 в), то θ_0 равно φ. В этом случае асимптота будет проходить через начало координат и ограничивать плоский откос согласно рис. 45. Если грунт обладает только сцеплением и силы трения в нем отсутствуют ($\varphi=0$), будем иметь

$$B = \frac{p}{2c} - 1; \quad p_0 = 2c; \quad \theta_0 = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{p}{2c} - 1\right);$$

$$p_0' = c(2+\pi); \quad A = \frac{2c}{\gamma_0}.$$

Учитывая это, уравнение кривой, ограничивающей откос предельного равновесия, будет иметь вид

$$x = \frac{2c}{\gamma_0} \ln\left[\frac{\cos\left(\frac{p}{2c} - 1\right)}{\cos\left(\frac{p}{2c} - 1 - \frac{\gamma_0 z}{2c}\right)}\right], \tag{83a}$$

а уравнение асимптоты примет вид

$$z = z_0 = \frac{1}{\gamma_0}\,[p - c(2+\pi)]. \tag{83б}$$

Для второго случая, когда действует только напряжение от собственного веса грунта $p = p_0 = \frac{2c\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$ (рис. 46), уравнение кривой, ограничивающей откос, будет иметь вид

$$v = A_0\,\varphi - A_0 \arccos\left(e^{-\frac{W}{A_0}}\cos\varphi\right), \tag{84а}$$

где

$$A_0 = A = \frac{(1+2\sin\varphi)\,c\,\mathrm{ctg}\,\varphi}{\gamma_0\left(\frac{\pi}{2}-\varphi\right)(1-\sin\varphi)}\,\left[e^{(\pi-2\varphi)\,\mathrm{tg}\,\varphi} - 1\right], \tag{84б}$$

$$\left(B = 0;\ \theta_0 = \frac{\pi}{2}\right).$$

$$\left.\begin{aligned} v &= z + x\,\mathrm{tg}\,\varphi \\ W &= x - z\,\mathrm{tg}\,\varphi \end{aligned}\right\} \tag{84в}$$

Из уравнения (84б) следует, что при $c=0$, т. е. для идеально сыпучей среды откос принимает плоскую форму. Тогда

$$p_0 = 0;\quad A_0 = 0 \text{ и } v = z + x\,\mathrm{tg}\,\varphi = 0.$$

При $\varphi_0=0$, т. е. для среды с идеальным сцеплением

$$p = p_0 = 2c;\ B = 0 \text{ и } h = \frac{2c}{\gamma_0} = A_0.$$

Тогда уравнение кривой, ограничивающей откос, принимает вид

$$x = \frac{2c}{\gamma_0}\ln\left\{\frac{1}{\cos\frac{\gamma_0 z}{2c}}\right\}. \tag{85}$$

Для построения кривых, ограничивающих откос, достаточно вычислить θ и p_0', а затем определить постоянные величины A или A_0, после чего задаются значениями N от 1 до n. По этим данным определяют v.

Пример. Определить форму поверхности устойчивого откоса с коэффициентом запаса $K_{зап}=1{,}2$ при наличии на горизонтальной поверхности откоса равномерно распределенной нагрузки $p= =18$ $T/м^2$ ($\mathrm{tg}\,\varphi=0{,}3$; $c = 6$ $T/м^2$; $\gamma_0 = 2$ $T/м^3$).

Поделив $\mathrm{tg}\varphi$ и c на $K_{зап}$, получим расчетные величины:

$$\mathrm{tg}\,\varphi_{расч} = 0{,}25 \text{ и } c_{расч} = 5\ T/м^2.$$

Затем определяются:

$$B = \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{2} \ln \left[\left(\frac{p}{c \operatorname{ctg} \varphi} + 1 \right) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right] = 0{,}298;$$

$$\theta_0 = \frac{\pi}{2} - B = 1{,}273; \quad \varphi = 14^\circ = 0{,}244;$$

$$p_0' = c \operatorname{ctg} \varphi \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - 2\varphi) \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] = 44;$$

$$A = \frac{(1 + 2 \sin \varphi)(p_0' - p)}{\gamma_0 (\theta_0 - \varphi)(1 + \sin \varphi)} = 15.$$

Подставляя A, B и φ в основное уравнение кривой (81д), ограничивающей откос, будем иметь

$$v = A(B + \varphi) - A \arccos \left[e^{-\frac{W}{A}} \cos (B + \varphi) \right] =$$
$$= 8{,}15 - 15 \arccos (0{,}857 \, e^{-0{,}0668 \, W}).$$

Задаваясь значениями $W = 1, 2, 3, \ldots\ldots, n$, получаем соответственно величины v. Имея W и v, по формулам (84 в) находят значения для

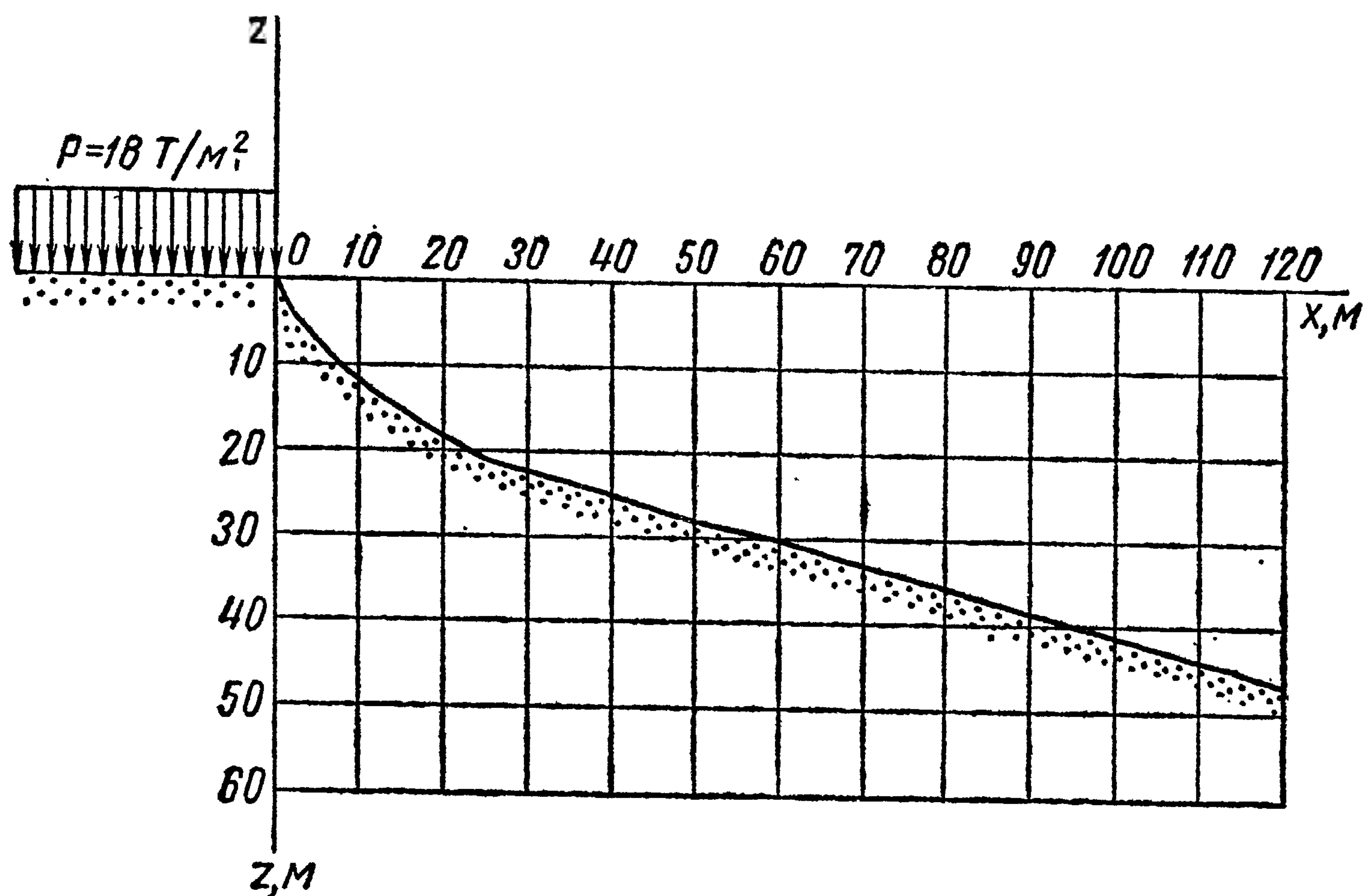


Рис. 47. Схема построения устойчивого откоса

z и x в точках, лежащих на кривой, ограничивающей откос:

$$z = (v - W \operatorname{tg} \varphi) \cos^2 \varphi = (v - 0{,}25\, W) \cdot 0{,}94;$$
$$x = (W + v \operatorname{tg} \varphi) \cos^2 \varphi = (W + 0{,}25\, v) \cdot 0{,}94.$$

По z и x строится поверхность устойчивого откоса (рис. 47). Так как кривая, ограничивающая откос, в низовой части выходит на асимптоту и v принимает постоянное значение, то в дальнейшем

откос строится по уравнению прямой

$$v = z + x\,\mathrm{tg}\,\varphi = A(\varphi - \theta_0) = A\left(B + \varphi - \frac{\pi}{2}\right).$$

При фильтрации воды сквозь тело откоса необходимо принимать во внимание фильтрационное давление воды, которое будет ухудшать работу грунта в откосе и уменьшать угол наклона грани откоса к горизонту.

Проверка устойчивости подпорных стенок. Для того чтобы грунт в откосах, выемках, насыпях не сползал, устраивают специальные сооружения — подпорные стенки. Они находят применение в подвальных помещениях, при устройстве зданий на косогорах, при укреплении откосов вблизи строящихся зданий, в строительстве городских набережных и т. д. (рис. 48).

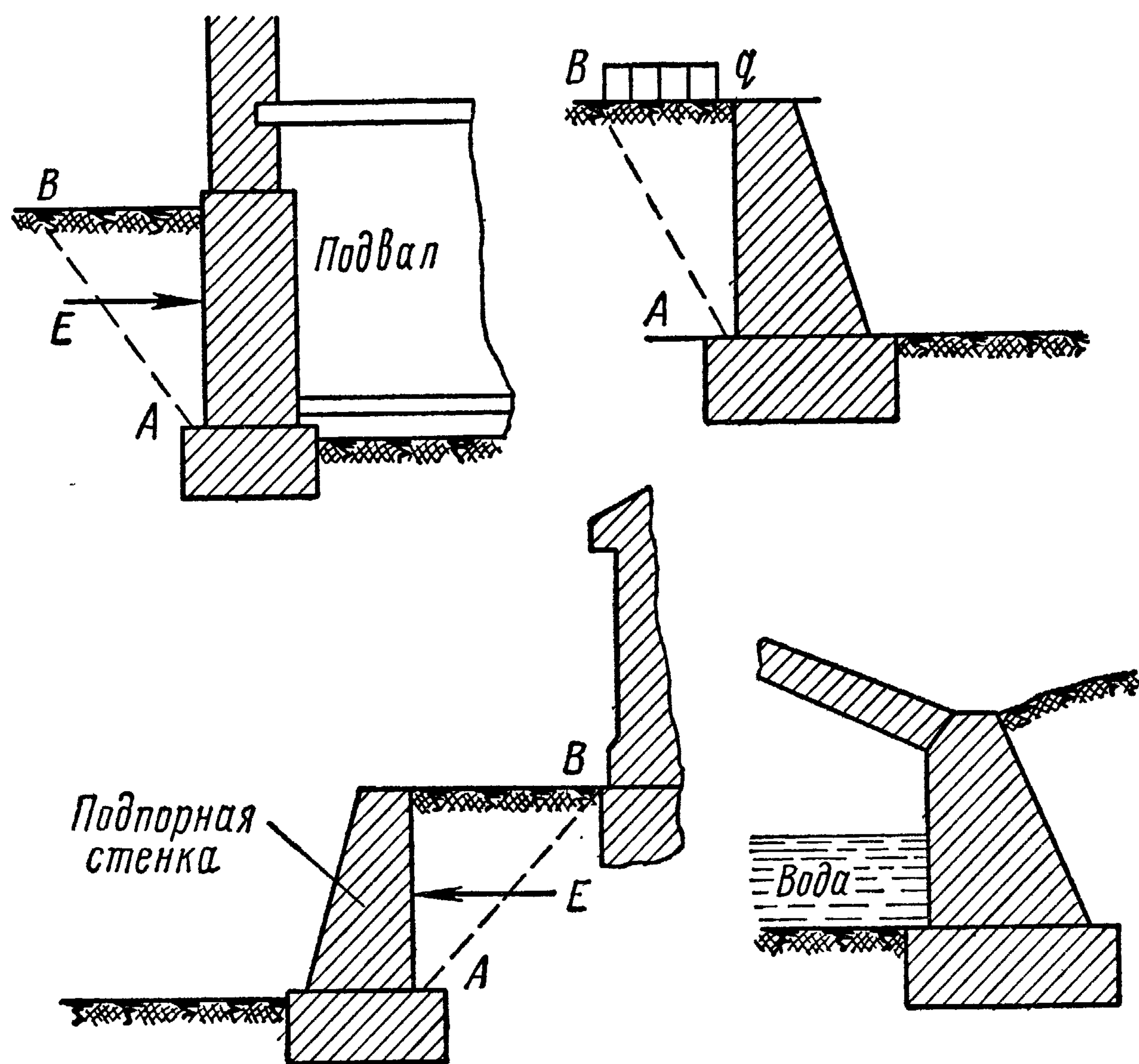


Рис. 48. Различные схемы подпорных стенок

Грунт, засыпанный за стенку, оказывая давление, стремится ее сдвинуть. При перемещении подпорной стенки грунт за ней сползает по некоторой поверхности обрушения, создавая призму обрушения. В этом случае давление грунта на стенку называется активным давлением.

Если под влиянием каких-либо сил подпорная стенка стремится переместиться в сторону грунта (например, в береговом устое), то при этом она будет преодолевать вес его призмы выпирания. Давление грунта при этом будет называться пассивным сопротивлением или отпором грунта.

Так как призмой выпирания захватываются бо́льшие массы земли, нежели призмой обрушения, то активное давление должно быть меньше пассивного сопротивления.

Для упрощения расчета при определении величины активного давления допускают следующее:

1) обрушение грунта при активном давлении и перемещение его вверх при пассивном сопротивлении предполагаются по плоскости;

2) перемещающиеся массивы грунта при активном давлении и пассивном сопротивлении рассматриваются как твердые тела в виде клина;

3) активное и пассивное давления грунта представляют собой величины предельного равновесия системы сил взаимодействия подпорной стенки и грунтового массива.

Взяв формулу (68) для максимального угла отклонения

$$\operatorname{tg} \theta_{max} = \frac{1-\xi}{2\sqrt{\xi}}$$

и возведя обе ее части в квадрат, получим

$$\xi^2 - 2\xi(1 + 2\operatorname{tg}^2\theta_{max}) + 1 = 0.$$

Решая уравнение относительно ξ, после необходимых математических преобразований получим

$$\xi = \operatorname{tg}^2\left(45° \pm \frac{\theta_{max}}{2}\right),$$

где $\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\theta_{max}}{2}\right)$ — коэффициент активного давления;

$\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\theta_{max}}{2}\right)$ — коэффициент пассивного сопротивления.

Но так как коэффициент бокового давления может быть выражен через отношение главных напряжений σ_1 и σ_3 в виде $\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$, то

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2\left(45° \pm \frac{\theta_{max}}{2}\right). \qquad (86)$$

Если взять жесткую неподвижную подпорную стенку, пренебречь трением о заднюю грань стены, принять во внимание принятые допущения, а также принять поверхность грунта горизонтальной, то на глубине z от поверхности земли (рис. 49), горизонтальная площадка будет испытывать только сжимающее главное напряжение σ_1 и боковое давление на подпорную стенку σ_3.

При предельном равновесии и при замене θ_{max} на угол внутреннего трения грунта φ, используя уравнение (86), можно определить активное давление грунта на подпорную стенку

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Зная, что $\sigma_1 = \gamma_0 z$, получим интенсивность активного давления

$$\sigma_3 = \gamma_0 z \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

При пассивном сопротивлении интенсивность давления будет

$$\sigma_3 = \gamma_0 z \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Из этих формул видно, что боковое давление распространяется по закону треугольника с максимальной ординатой внизу подпорной стенки, т. е. для активного давления

$$\max \sigma_3 = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Для определения сосредоточенной силы бокового давления на стенку необходимо взять площадь треугольника и умножить ее на погонный метр стенки. Тогда будем иметь:

для активного давления
$$E_а = \frac{\gamma_0 H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (87а)$$

для пассивного сопротивления
$$E_п = \frac{\gamma_0 H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (87б)$$

Точка приложения данных сил будет в центре тяжести треугольника давлений.

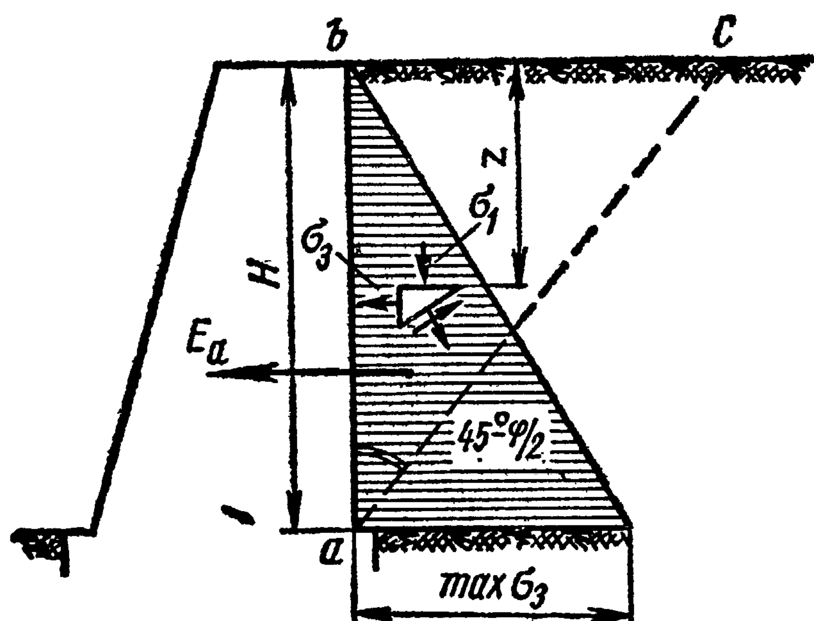


Рис. 49. Боковое давление земли $E_а$ без временной нагрузки на грунт

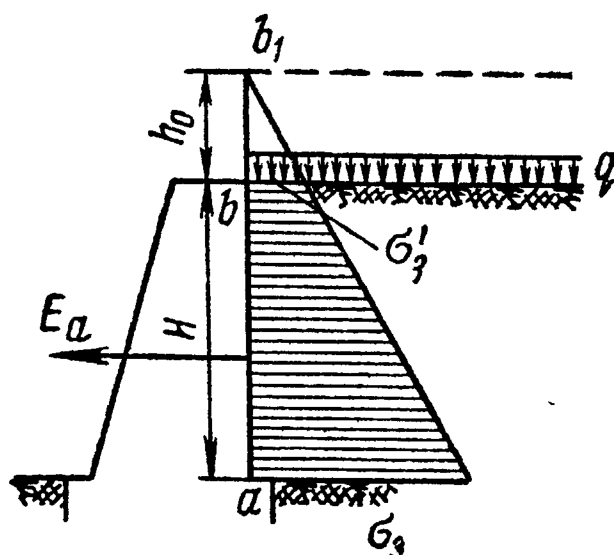


Рис. 50. Боковое давление земли $E_а$ с учетом временной нагрузки на грунт q

Если на горизонтальную поверхность грунта будет действовать временная равномерно распределенная нагрузка интенсивностью q (рис. 50), то в этом случае активное давление грунта на стенку можно определить по формуле

$$E_а = \frac{\gamma_0}{2}(H^2 + 2Hh_0) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где h_0 — фиктивная высота, равная $\frac{q}{\gamma_0}$;

γ_0 — объемный вес грунта.

Точка приложения силы активного давления будет в центре тяжести трапеции на расстоянии от ее основания y:

$$y = \frac{H}{3} \cdot \frac{a+2b}{a+b} \text{ или } y = \frac{H}{3} \cdot \frac{H+3h_0}{H+2h_0},$$

где a и b — соответственно верхнее и нижнее основания трапеции.

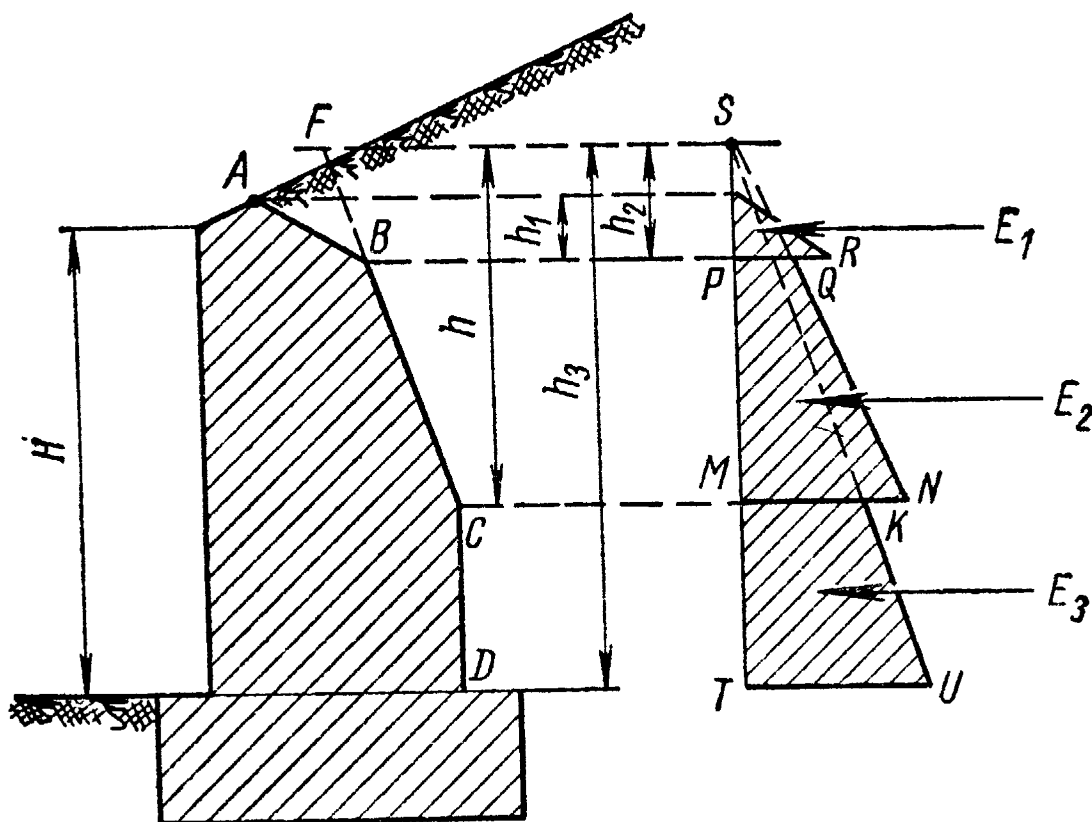


Рис. 51. Подпорная стенка с ломаным очертанием задней грани

При ломаном очертании задней грани подпорной стенки (рис. 51) давление грунта можно определять по отдельным спрямленным участкам грани стены AB, BC, CD.

При плотных глинистых грунтах ненарушенной структуры необходимо учитывать сцепление грунта при определении активного давления на стенку. Влияние сцепления можно учесть с помощью формулы (рис. 52)

$$c = \operatorname{tg} \varphi \, p_к,$$

откуда

$$p_к = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$$

($p_к$ — давление в грунте, обусловленное его связностью).

Приняв $p_к$ за интенсивность внешнего давления на горизонтальную поверхность грунта и интенсивность давления на вертикальную грань стенки, будем иметь высоту фиктивного слоя грунта

$$h_0 = \frac{p_к}{\gamma_0} \text{ или } h_0 = \frac{c}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi}. \qquad (88)$$

Полная интенсивность активного давления с учетом действия связности будет представлена в виде формулы

$$p_2 = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\left[1 - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

или с некоторыми преобразованиями

$$p_2 = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Если согласно рис. 53 в приведенной формуле обозначить первое слагаемое $p_{\varphi_2} = \gamma_0 H \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ и второе $p_{c_2} = 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$, будем иметь выражение для общей интенсивности давления

$$p_2 = p_{\varphi_2} - p_{c_2}.$$

По этим данным можно получить формулу активного давления грунта E_a с учетом сцепления грунта

$$E_a = \frac{\gamma_0 H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cH \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma_0}. \qquad (89)$$

Эпюру распределения интенсивности давления можно построить следующим образом (см. рис. 53):

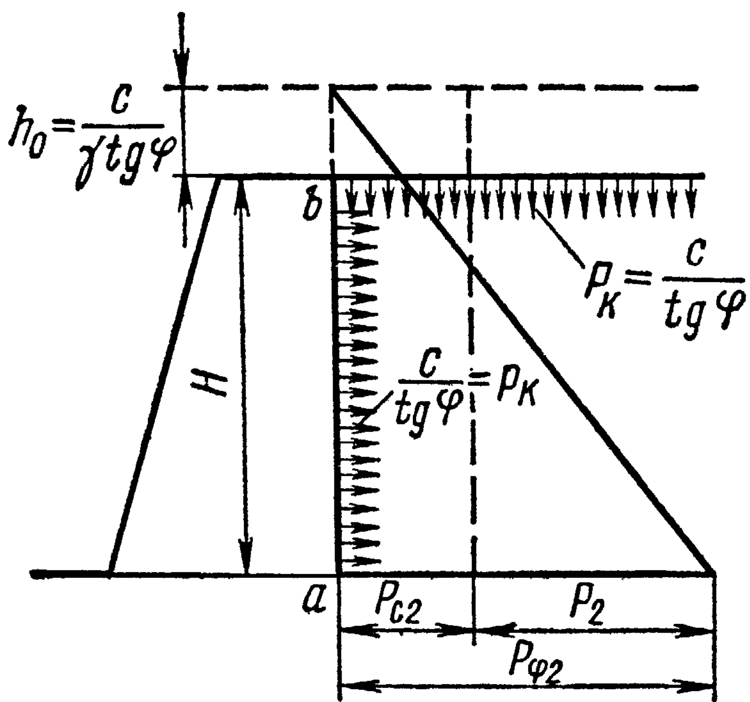


Рис. 52. Давление на подпорную стенку с учетом сил сцепления

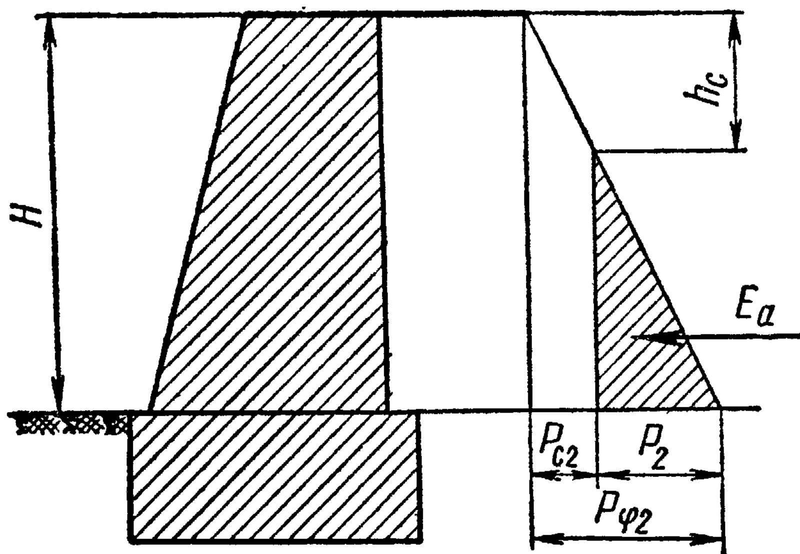


Рис. 53. Эпюра давления на подпорную стенку с учетом сил сцепления

1) строится треугольник давлений на высоте H с интенсивностью p_{φ_2};

2) вычисляется и пристраивается к этой эпюре величина интенсивности давления p_{c_2} в виде прямоугольника. При этом на эпюре давлений получается величина h_c, определяемая аналитически по формуле

$$h_c = \frac{2c}{\gamma_0 \operatorname{tg}\varphi\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)};$$

3) определяется результирующая эпюра давления с учетом сцепления грунта в виде треугольника с высотой $H—h_c$;

4) определяется общее активное давление грунта E_a на один погонный метр стенки как площадь треугольника эпюры давлений, равное

$$E_a = \frac{p_2(H-h_c)}{2}.$$

Приведенные формулы для определения активного давления земли, полученные в предположении сползания грунта по плоскости, применимы в простейших случаях, для которых вычисленные по формулам величины давлений незначительно отклоняются от результатов вычисления по теории предельного равновесия с учетом криволинейной поверхности скольжения. Следует добавить, что эти простейшие случаи позволяют решать значительную часть задач при расчете фундаментов с горизонтальным давлением грунта.

Если поверхность скольжения будет в виде плоскости, наклоненной к горизонту под углом, то для частного случая вертикальной гладкой стены при горизонтальной поверхности грунта можно определить приближенную величину отпора (пассивного сопротивления) грунта по формуле

$$E_п = \frac{1}{2}\gamma_0 H^2 \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right),$$

при этом нижняя ордината эпюры отпора равна

$$q_п = \gamma_0 H \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Для расчетов нельзя использовать приближенные формулы при ломаной задней грани стены и при слоистом напластовании с различными значениями углов внутреннего трения. Отклонения в этих случаях от точных вычислений достигают 35—40% и величину активного давления следует определять по теории предельного равновесия с учетом скольжения по криволинейной поверхности.

При сложной кривой поверхности скольжения для определения давления грунта на подпорную стенку проф. С. С. Голушкевичем был предложен графо-аналитический метод [25], который рекомендуется для определения пассивного сопротивления. Порядок расчета сводится к следующему:

1) вычерчивается подпорная стенка и поверхность засыпки за стенкой (рис. 54, *а*);

2) наносится система характеристических кругов в произвольном масштабе по углу внутреннего трения грунта (рис. 55). При этом внешний круг называется кругом полюсов, средний — кругом вершин и внутренний — кругом площадок;

3) строится область максимальных напряжений за подпорной стенкой. Для этого к кругу площадок (рис. 54, *б*) проводят касатель-

ную $M'M''$, параллельную задней грани стенки, до пересечения с кругом вершин. Из центра характеристических кругов через точку касательной опускается перпендикуляр и продолжается до пересечения в точке O_1' с кругом полюсов. Из точки O_1' проводят линию под углом δ к перпендикуляру (угол трения грунта о стенку) до пересечения в точке B' с кругом вершин. Соединив точку B' с концами хорды M' и M'', получаем два направления, очерчивающих область максимальных напряжений, если провести линию OB и MB параллельно линиям B_1M'' и B_1M' (рис. 54, *а* и *б*);

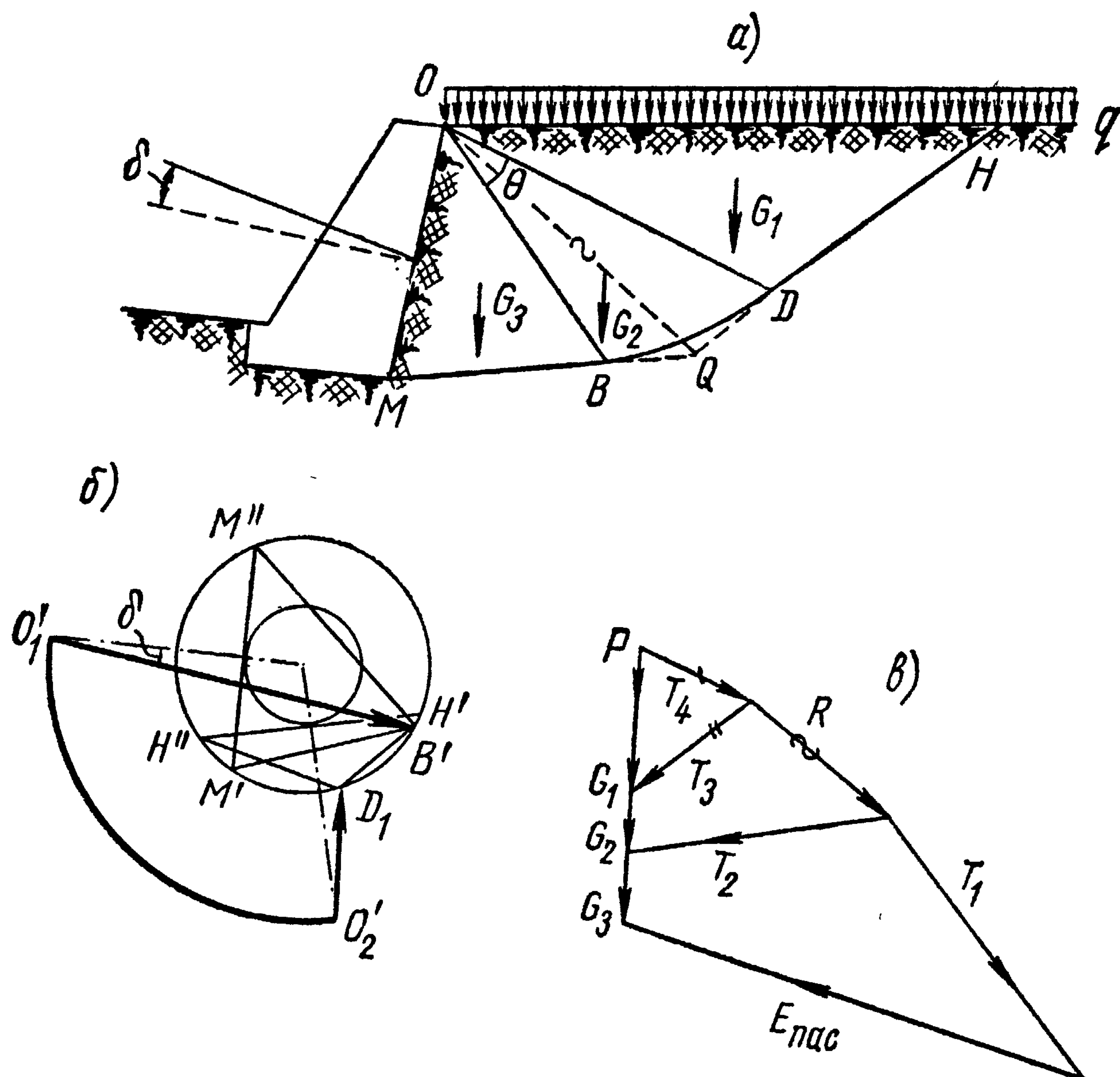


Рис. 54. Давление грунта на подпорную стенку, определяемое методом С. С. Голушкевича

4) для получения минимальных напряжений проводят линию $H'H''$, касательную к кругу площадок и параллельную OH до пересечения с кругом вершин. Из центра характеристических кругов проводят прямую через точку касания хорды $H'H''$ до пересечения с кругом полюсов в точке O_2' (рис. 54,*б*).

Из точки O_2' проводят прямую $O_2'D_1$, параллельную равнодействующей внешней нагрузке q, расположенной на поверхности грунта, до пересечения с кругом вершин в точке D_1. Эту точку соединяют с H' и H'' и проводят на рис. 54, *а* линии OD и DH, параллельные DH'' и DH';

5) угол $BOD = \theta$ и радиус OD вычисляется по формуле

$$OD = OB \frac{1}{e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}} ;$$

6) определяют вес каждой области призмы обрушения G_1, G_2 и G_3 и точки их приложения;

7) вычисляют величину пассивного сопротивления с построением многоугольника сил (рис. 54, *в*). Для этого откладывают последовательно силу P (равнодействующая внешней нагрузки q) и силы соб-

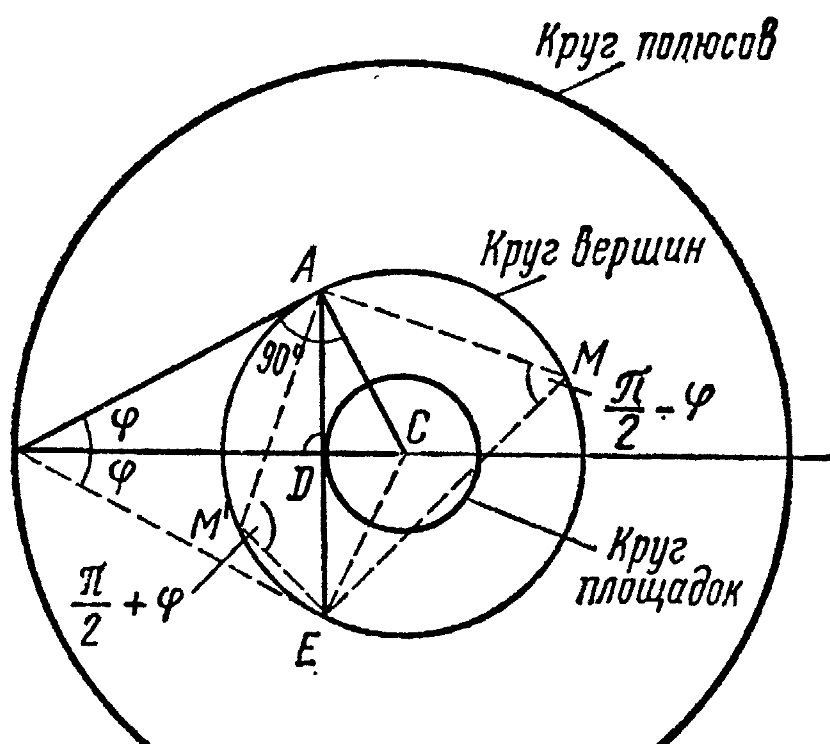


Рис. 55. Система характеристических кругов

ственного веса грунта G_1, G_2 и G_3. Из отрезка $P+\Sigma G$ проводят прямые, параллельные DH и OD, находят геометрическую сумму векторов T_3 и G_2 и раскладывают по направлению OQ и MO. Вектор T_2 суммируется геометрически с G_3 и раскладывается по направлению OB и $O_1'B$.

Величина $O_1'B_1$, взятая в масштабе многоугольника, и будет представлять собой величину пассивного сопротивления $E_п$.

Глава 4

ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА ПОД ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКОЙ

Вертикальные деформации оснований сооружений, не сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта, называются *осадками.*

Вертикальные деформации, под влиянием которых структура грунта резко изменяется, называются *просадками.*

В настоящей главе будет рассматриваться вопрос об определении осадок.

Согласно СНИПу естественные основания рассчитываются по предельному состоянию — по деформациям. Поэтому определение осадок необходимо при проектировании промышленных и гражданских зданий и сооружений.

При расчетах определяется полная стабилизированная осадка и осадка с течением времени.

Осадки фундаментов на песчаных и глинистых грунтах твердой консистенции принято считать заканчивающимися за период строительства. Осадки же фундаментов на глинистых грунтах пластичной консистенции продолжаются в течение нескольких лет после окончания строительства. В этом случае величина осадки за период строительства считается в половинном размере от полной расчетной осадки, которая должна закончиться за определенный период полной стабилизации грунта.

Определяются также относительные осадки, крены сооружения и относительные прогибы.

§ 1. Природа деформаций грунтов

Деформации грунта являются результатом процессов, протекающих под влиянием напряженного состояния, созданного в грунте внешней нагрузкой. Внешние нагрузки, приложенные к грунту, вызывают взаимное перемещение твердых минеральных частиц, их структурных агрегатов.

При последовательном увеличении нагрузки на грунт наблюдается три стадии его напряженного состояния (рис. 56): 1) стадия уплотнения; 2) стадия сдвигов; 3) стадия разрушений или стадия выпирания.

В первой стадии наблюдается уплотнение грунта, и скорость деформации с течением времени уменьшается, приближаясь к нулю.

В этой стадии зависимость между напряжениями и деформациями с достаточной точностью может быть принята линейной. Если принять во внимание все три слагаемые напряжений в грунте p_x, p_y и p_z, то эту зависимость можно выразить через обобщенный закон

Гука:

$$\left.\begin{aligned}\delta_x&=\frac{du}{dx}=\frac{p_x}{E_0}-\frac{\mu_0}{E_0}(p_y+p_z);\\ \delta_y&=\frac{dv}{dy}=\frac{p_y}{E_0}-\frac{\mu_0}{E_0}(p_x+p_z);\\ \delta_z&=\frac{dw}{dz}=\frac{p_z}{E_0}-\frac{\mu_0}{E_0}(p_x+p_y),\end{aligned}\right\}\qquad(90)$$

где $\delta_x, \delta_y, \delta_z$ — относительные деформации по соответствующим координатным осям;

p_x, p_y, p_z — составляющие общего напряжения в точке грунтового массива по осям координат;

μ_0 — коэффициент бокового расширения грунта;

E_0 — модуль сжатия грунта.

Вторая стадия характеризуется зарождением локальных зон сдвига. Чем больше в основании развиваются зоны сдвига, тем значительнее становится осадка, и затухание ее происходит в более длительное время (см. рис. 56). Но, несмотря на свое значительное развитие, деформации в этой зоне не приводят основание к разрушению. И только тогда, когда увеличивающаяся нагрузка создает условия для образования непрерывной области сдвигов, вторая стадия начинает переходить в третью и сопровождается явлениями сдвигов, ползучести, релаксации и пр., которые в конечном итоге приводят к пластическим деформациям.

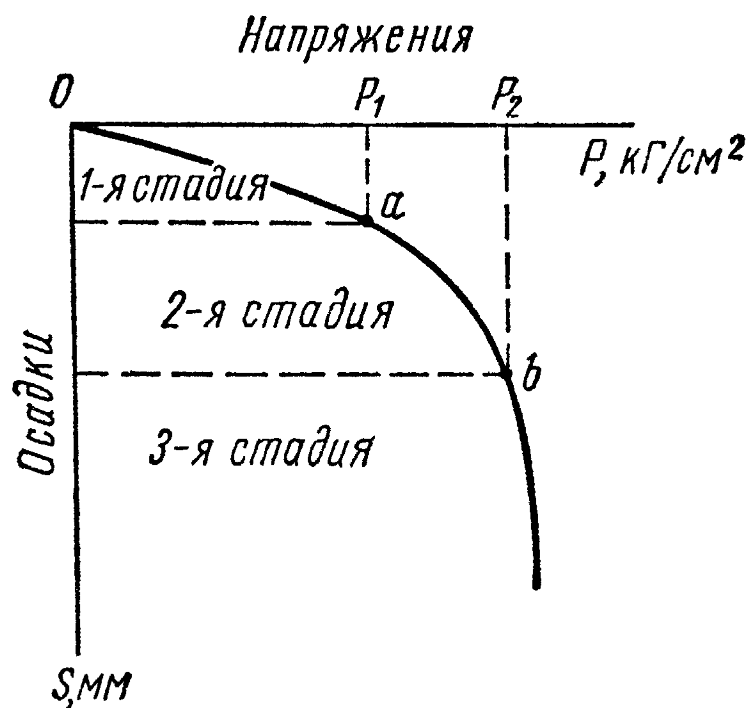


Рис. 56. Три стадии уплотнения грунта под нагрузкой

Пластические деформации вызывают в грунте изменение свойств, размеров и форм частиц. Грунтовое тело становится неспособным возвращаться в первоначальное состояние, появляются так называемые остаточные деформации, зависимость между напряжениями и деформациями теряет свой линейный характер.

Третья стадия характеризуется интенсивным возрастанием скорости деформаций и выпиранием грунта в стороны от периметра фундамента. Деформации возникают внезапно и катастрофически растут. Осадки этой фазы являются значительными.

В конечном итоге в грунтах могут иметь место следующие виды деформаций:

1) упругие, возникающие в результате перемещений узлов кристаллической решетки минералов;

2) остаточные, которые обусловлены:

а) адсорбционными явлениями (изменение толщины водных пленок в контактах между структурными элементами);

б) изменением взаимного расположения структурных элементов;

в) пластическими деформациями (необратимые перемещения элементов кристаллической решетки минералов);

г) псевдопластическими деформациями, происходящими в текучих и глинистых грунтах без изменения их объема.

§ 2. Факторы, обусловливающие деформативность грунтов

Для определения величины осадки сооружений необходимо:

1) установить зависимость между величинами напряжений и деформаций, возникающих в грунте от действия внешней нагрузки;

2) определить закон распределения напряжений в полупространстве и величину напряжений в любой его точке;

3) определить глубину активной зоны, на которую распространяется деформация основания от внешних нагрузок;

4) иметь данные о физико-механических свойствах грунтов;

5) знать конструкцию фундаментов.

Зависимость между напряжениями и деформациями принимается по теории линейно-деформируемой среды (закон Гука), т. е.

$$p = E_0 \delta. \qquad (91а)$$

Графически это выражение изображается прямой линией, проходящей через начало координат и наклоненной под некоторым углом к оси абсцисс (рис. 57, кривая *I*). Тангенс угла наклона представляет собой модуль сжатия E_0.

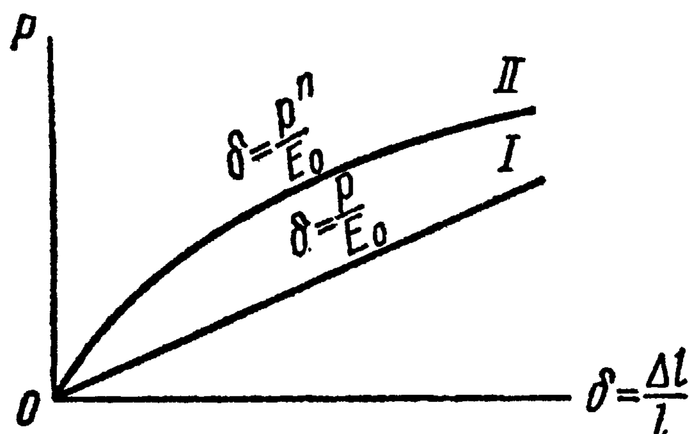


Рис. 57. Графическая зависимость между напряжениями и деформациями в грунте

При использовании линейной зависимости между напряжениями и деформациями принимается, что деформативные характеристики (модуль сжатия, коэффициент бокового давления) не зависят от давления и остаются постоянными в процессе сжатия.

Испытание грунтов на сжатие часто показывает нелинейный характер деформаций (рис. 57, кривая *II*). Для некоторых грунтов при нелинейной зависимости напряжений и деформаций можно пользоваться законом Баха

$$\delta = \frac{p^n}{E_0}, \qquad (91б)$$

где n — опытный параметр, зависящий от свойств грунта (например, для гранита $n = 1{,}13$).

Для определения осадки сооружений существует три вида формул, полученных на основе:

а) произвольных упрощающих предпосылок в отношении распределения в грунте вертикальных напряжений;

б) теории линейно-деформируемой среды с учетом максимальных осевых вертикальных напряжений;

в) теории линейно-деформируемой среды с учетом всех трех компонентов нормальных напряжений.

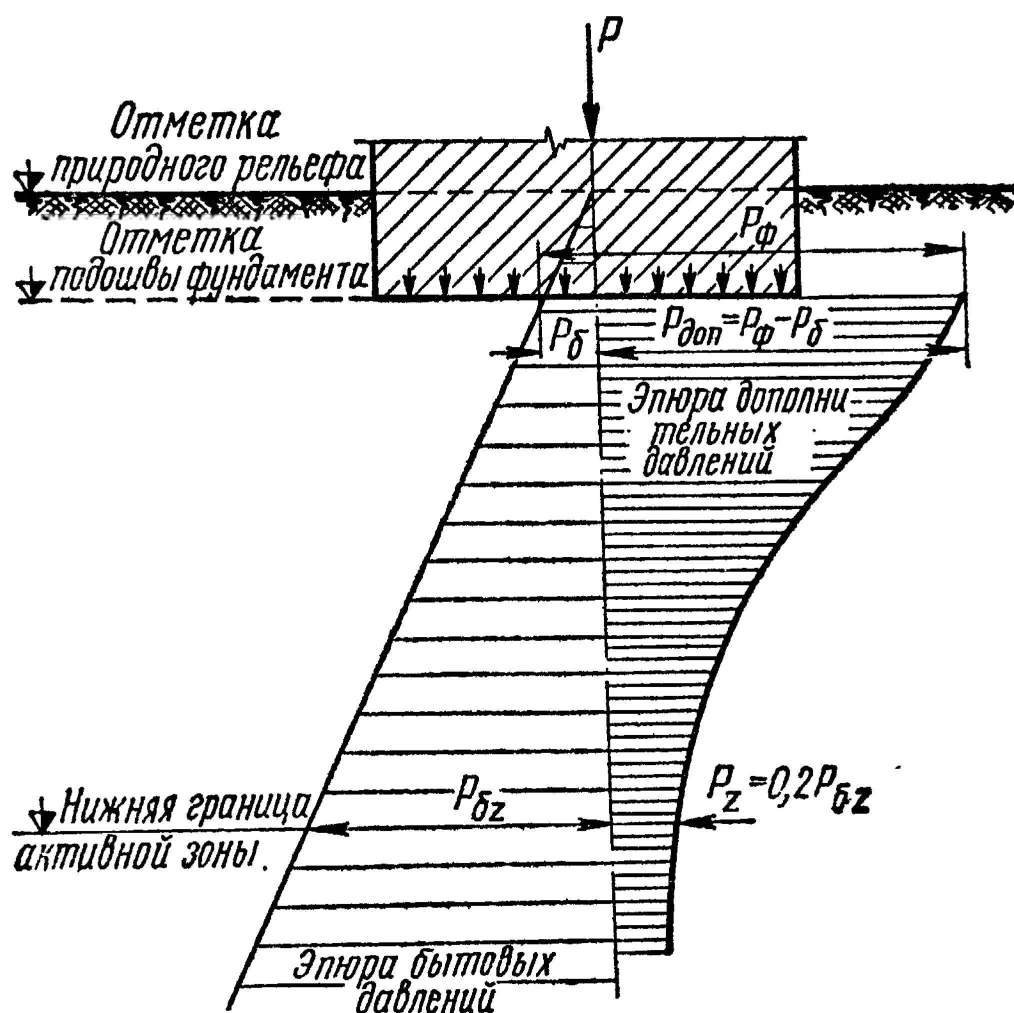


Рис. 58. Эпюры бытовых и дополнительных давлений для определения нижней границы активной зоны

При расчете осадки сооружений весьма важным фактором является глубина сжимаемой активной зоны грунта под сооружением.

Глубину сжимаемой толщи можно определить по СНиПу, методами В. М. Веселовского, Н. А. Цытовича, В. А. Флорина и Х. Р. Хакимова.

Согласно СНиПу за мощность сжимаемой толщи грунта под фундаментом принимается глубина, ниже которой вертикальные нормальные напряжения от веса сооружения составляют не более 20% от вертикальных напряжений, вызываемых собственным весом грунта (рис. 58), т. е.

$$p_z \leqslant 0{,}2 p_{бz}. \quad (92)$$

Согласно данным проф. Н. А. Цытовича глубину активной зоны можно рассматривать как двойную величину эквивалентного слоя

грунта (см. ниже § 6), т. е.

$$H_{акт} = 2h_s, \qquad (93)$$

где

$$h_s = A\,\omega\,b;$$

$$A = \frac{1-\mu^2}{1-2\mu};$$

ω — коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента;

b — ширина подошвы фундамента.

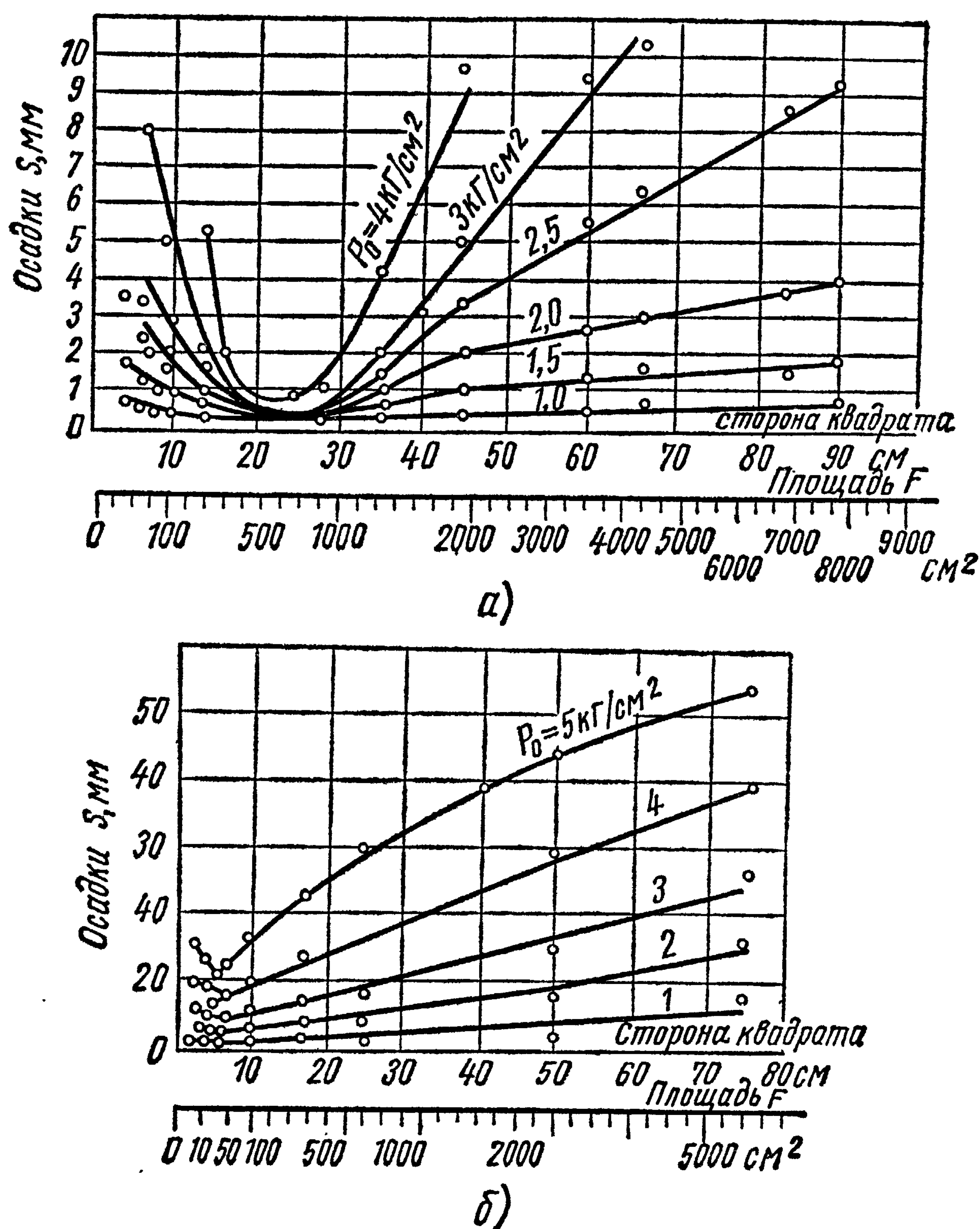


Рис. 59. Графики влияния площади на величину осадки

Следует отметить, что точного определения глубины активной зоны грунта $h_{акт}$ в механике грунтов до настоящего времени не существует.

Большое влияние на осадку сооружений оказывает величина и конфигурация площади нагрузки и жесткость конструкции фундамента.

На рис. 59 представлены графики влияния площади подошвы фундамента на величину осадки сооружений при равной интенсивности загружения этой площади. Из графиков видно, что при малых площадях имеет место уменьшение осадки с увеличением площади; при средних площадях (с диаметром штампа 30—45 *см*) наблюдается прямая пропорциональность величины осадки корню квадратному из площади штампа.

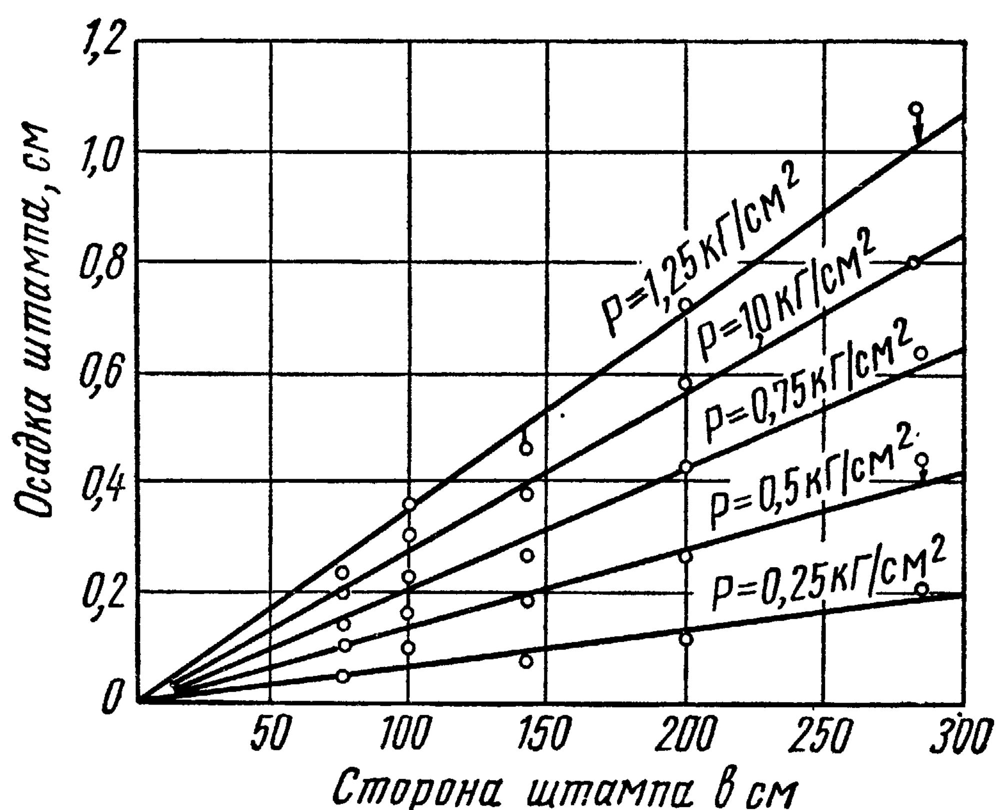


Рис. 60. График зависимости осадки от площади штампа в лёссовых грунтах

На лёссовых суглинках (рис. 60) осадка сооружения также пропорциональна корню квадратному из площади F, т. е.

$$S = Kp\sqrt{F}, \qquad (94)$$

где K — коэффициент пропорциональности, постоянный для данного грунта.

Эта пропорциональность может иметь место для штампов площадью примерно до 50 $м^2$.

§ 3. Определение осадки грунта при сжатии без возможности бокового расширения

Представим слой сжимаемого грунта (рис. 61) высотой $H_{акт}$, распространенного горизонтально в бесконечность и залегающего на несжимаемом и водонепроницаемом основании (скала). Этот слой нагружен гибкой, сплошной, равномерно и бесконечно распределенной нагрузкой по дренирующему песчаному слою.

Под влиянием давления $p_{доп}$, равномерно распределяющегося по всей высоте $H_{акт}$ сжимаемого слоя, в грунте произойдет деформация S с изменением первоначального коэффициента пористости $\varepsilon_н$ до

коэффициента пористости ε, который будет характеризовать пористость грунта при давлении $p_{доп}$. В результате сжатия грунта высота его уменьшится и будет составлять $H_{акт}-S$. Если принять, что в грунте деформация протекает только за счет уменьшения пор грунта, а объем частиц остается неизменным, будем иметь

$$v=\frac{H_{акт}}{1+\varepsilon_н} \text{ и } v=\frac{H_{акт}-S}{1+\varepsilon}. \qquad \text{(а)}$$

Приравнивая правые части равенства (а) и решая полученное уравнение относительно S, будем иметь величину осадки

$$S=\frac{\varepsilon_н-\varepsilon}{1+\varepsilon_н}H_{акт}. \qquad \text{(б)}$$

Зная из предыдущего, что $\varepsilon_н-\varepsilon=ap_{доп}$, и подставив это выражение в уравнение (б), получим известную формулу проф. Н. М. Герсеванова для расчета абсолютной величины осадки сооружений

$$S=\frac{ap_{доп}}{1+\varepsilon_н}H_{акт}, \qquad \text{(95а)}$$

где S — осадка грунта;
a — коэффициент сжимаемости;
$p_{доп}$ — дополнительное давление от сооружения, взятое по всей глубине сжимаемого слоя равномерным;
$\varepsilon_н$ — начальный коэффициент пористости грунта;
$H_{акт}$ — сжимаемая толща грунта.

Величина $\frac{a}{1+\varepsilon_н}$ зависит только от компрессионных свойств грунта и может быть названа приведенным коэффициентом сжимаемости. Обозначив $\frac{a}{1+\varepsilon_н}=a_0$ и подставив эту величину в формулу (95а), получим значение осадки

$$S=a_0p_{доп}H_{акт}. \qquad \text{(95б)}$$

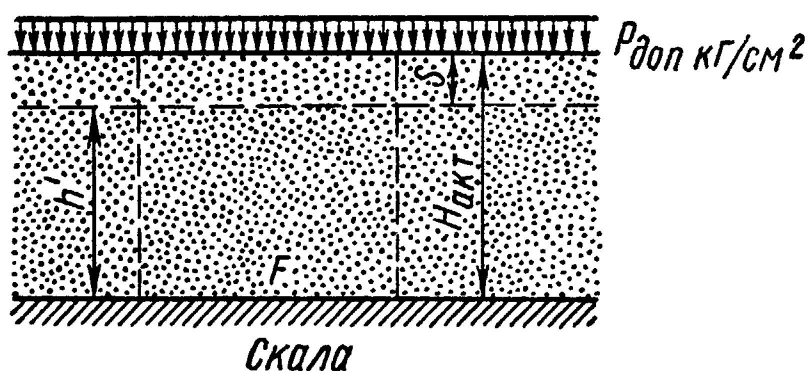


Рис. 61. Расчетная схема осадки по Н. М. Герсеванову

Если сжимаемый слой грунта будет больше полуширины загруженной площади, напряжения в нем целесообразнее брать не по прямоугольнику, а по трапеции или треугольнику (рис. 62), что несколько приблизит к действительному распределению напряжений в грунте. В этом случае порядок расчета осадки должен быть следующим.

Под подошвой фундамента выделяется полоса грунта шириной b, длиной, равной 1 *пог. м*, и высотой $H_{акт}$. Величину $H_{акт}$ разбивают при однородных грунтах на равные отрезки h_1, h_2, h_3 и т. д., а при разнородных — в соответствии с геологическим профилем. Напря-

жение в грунте для верха и низа слоя определяют согласно теории линейно-деформируемой среды. Затем в каждом выделенном слое грунта находят среднее сжимающее напряжение p_1, p_2, p_3 и т. д. Величину полной стабилизированной осадки определяют как сумму осадок отдельных элементов слоя по формуле

$$S=\sum_{1}^{n} S_i; \qquad (96а)$$

где

$$S_i = h_i \frac{a}{1+\varepsilon_н} p_i, \qquad (96б)$$

n — число слоев грунта;

p_i — среднее дополнительное давление от сооружения i-го слоя;

h_i — высота (мощность) слоя.

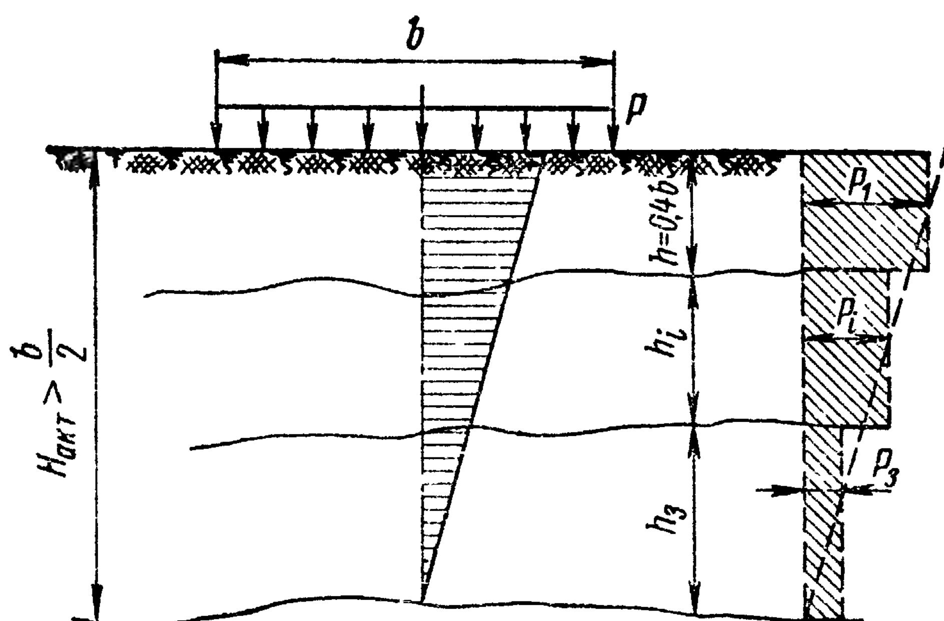


Рис. 62. Условная схема напряжений в грунте

Пример. Определить осадку фундамента, имеющего площадь подошвы 6×14 *м*, расположенного на слое однородного супесчаного грунта. Глубина заложения фундамента равна 3 *м*. Грунт покрыт поверхностной водой глубиной 2 *м*. Фактическое давление на грунт от сооружения по подошве фундамента $p_{факт}=2{,}81$ *кГ/см²*.

Коэффициент пористости грунта $\varepsilon_н = 0{,}56$; коэффициент сжимаемости $a=0{,}016$ *см²/кГ*; объемный вес грунта во взвешенном в воде состоянии $\gamma_{взв}=1{,}05$ *Т/м³*.

Решение. 1. Давление от собственного веса грунта и воды на глубине 3 *м* (бытовое давление)

$$p_в = \frac{\gamma_0^в \cdot 0{,}5}{10} = 0{,}5 \text{ кГ/см}^2; \quad p_{гр} = \frac{\gamma_0^в \cdot 3}{10} = 0{,}31 \text{ кГ/см}^2;$$

$$p_б = 0{,}5 + 0{,}31 = 0{,}81 \text{ кГ/см}^2; \quad p_{доп} = 2{,}81 - 0{,}81 = 2{,}0 \text{ кГ/см}^2.$$

2. Для определения напряжений в грунте ниже подошвы фундамента под центром загруженного прямоугольника воспользуемся коэффициентами n и m (см. табл. 13, [65]). Для прямоугольной

формы данного фундамента при $n=\frac{l}{b}=\frac{14}{6}=2,33$ (путем интерполяции между $n=2,0$ и $n=2,4$) будем иметь коэффициенты, уменьшающие дополнительные напряжения в грунте (табл. 14).

Таблица 14

z, *м*	$\beta=\frac{z}{b}$	K_0	p_z, *кГ/см²*	$p_б$, *кГ/см²*	z, *м*	β	K_0	p_z	$p_б$
1,5	0,25	0,909	1,82	0,56	12,0	2,0	0,205	0,41	2,58
3,0	0,5	0,743	1,49	1,19	18,0	3,0	0,121	0,24	3,17
6,0	1,0	0,48	0,96	1,63	30	5,0	0,052	0,10	5,65
9,0	1,5	0,308	0,61	2,18					

Затем определяется p_z по формуле $p_z=K_0 p_{доп}$.

На основании этих данных строятся эпюры давлений в одинаковом масштабе (рис. 63).

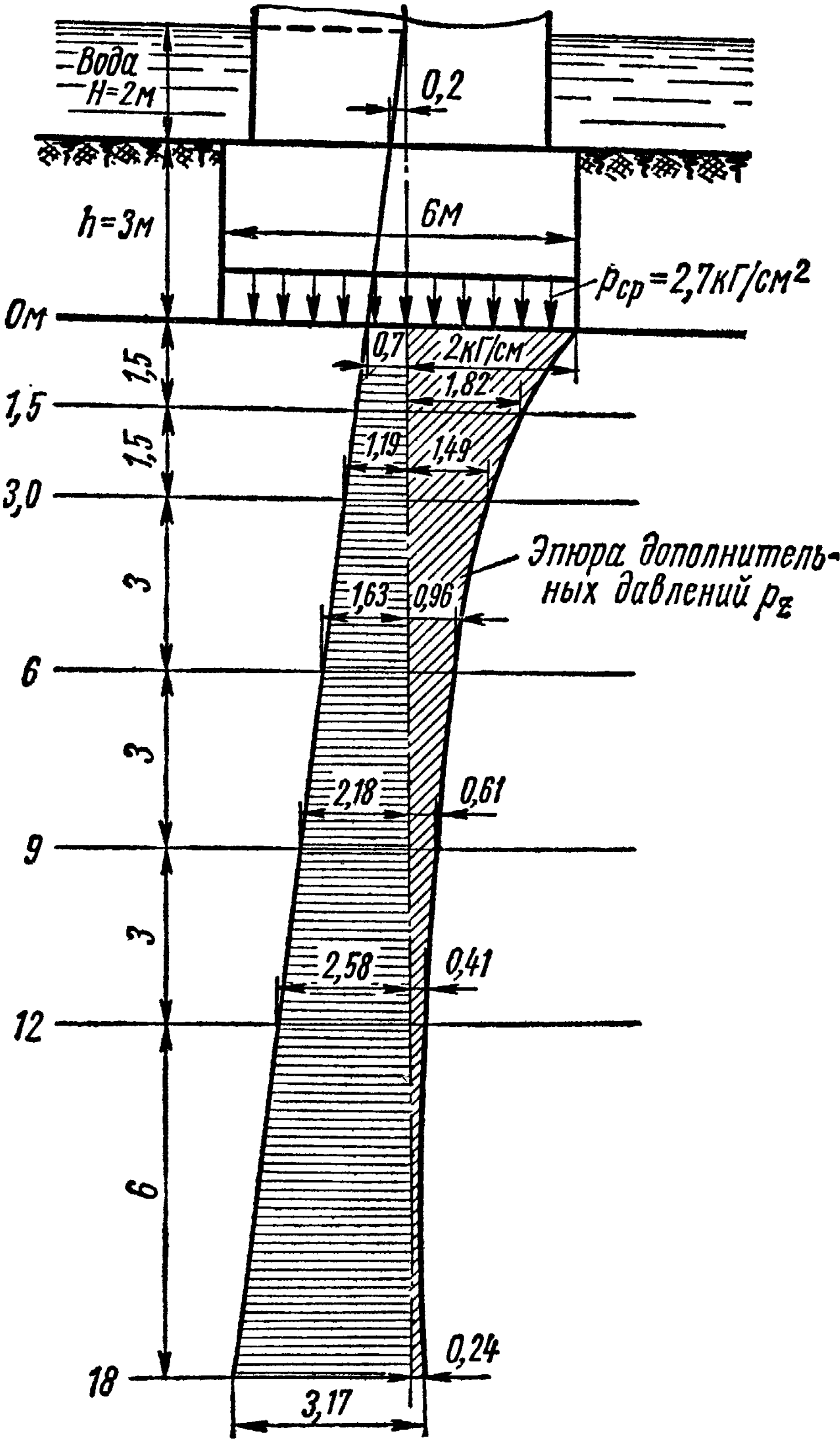


Рис. 63. К расчету осадки фундамента $p_{ср}=2,81$ *кГ/см²*

3. Мощность сжимаемой толщи согласно СНиПу определяется глубиной, где $p_z=0,2\ p_б$.

Активная зона лежит в пределах между 9 и 12 *м* и по интерполяции будет равна $H_{акт}=12-0,8=11,2$ *м*.

На этой глубине $p_б=2,55$ *кГ/см²* и $p_z=0,2\times 2,55=0,51$ *кГ/см²*.

Делим всю высоту сжимаемого слоя грунта $H_{акт}=11,2$ *м* на четыре части, из которых три части будут по 3 *м* и четвертая — 2,2 *м*. Осредняя дополнительные напряжения по каждой толще грунта, будем иметь:

$$p_{z_1}=\frac{2+1,49}{2}=1,75\ кГ/см^2;$$

$$p_{z_2}=\frac{1,40+0,96}{2}=1,23\ кГ/см^2;$$

$$p_{z_3}=\frac{0,96+0,61}{2}=0,78\ кГ/см^2;$$

$$p_{z_4}=\frac{0,61+0,41}{2}=0,51\ кГ/см^2.$$

4. Величину осадки всех слоев супеси определяем по формуле (96а)

$$S = 300 \cdot \frac{0,016 \cdot 1,75}{1+0,56} + 300 \cdot \frac{0,016 \cdot 1,23}{1+0,56} + 300 \cdot \frac{0,016 \cdot 0,78}{1+0,56} +$$
$$+ 200 \cdot \frac{0,016 \cdot 0,51}{1+0,56} = 5,42 + 3,81 + 2,42 + 1,23 = 12,88 \text{ *см*.}$$

Формулу Н. М. Герсеванова можно применять для случая относительно небольшой толщины слоя сжимаемых грунтов (при $H_{акт} \leqslant \leqslant b$, где b — меньшая сторона подошвы фундамента), когда дополнительные напряжения можно принять постоянными, а грунт — насыщенным водой. Эту формулу можно применять также, когда слой грунта подвергается сжатию в условиях невозможности бокового расширения при местной нагрузке от фундаментов сооружения, вызывающей не фазу сдвига в грунте, а только его уплотнение.

Величину осадка можно определить по формуле СНиПа

$$S = \sum_{1}^{n} p_i h_i \frac{\beta}{E_i}, \tag{97}$$

где n — число однородных по сжимаемости слоев грунта основания, мощность которых не должна превышать 0,4 минимальной ширины фундамента b (см. рис. 62).

p_i — дополнительное давление в i-м слое, взятое как полусумма вертикальных нормальных давлений, возникающих на верхней и нижней гранях i-го слоя;

h_i — мощность i-го слоя, равная 0,4 b;

E_i — модуль деформации i-го слоя;

β_i — безразмерный коэффициент (может быть принят равным примерно 0,8).

Формула (97) выводится из следующих соображений.

Известно, что относительное изменение высоты слоя грунта равно отношению осадка его S_i к первоначальной высоте слоя грунта, т. е.

$$\delta_z = \frac{S_i}{h_i}$$

или

$$S_i = \delta_z h_i. \tag{a}$$

Так как по формуле (90)

$$\delta_z = \frac{p_z}{E_i} - \frac{\mu_i}{E_i}(p_x + p_y)$$

и для данного i-го слоя $p_z = p_i$; $p_x = p_y = \frac{\mu_i}{1-\mu_i} p_i$, будем иметь

$$\delta_z = \frac{P_i}{E_i}\left(1 - \frac{2\mu_i^2}{1-\mu_i}\right).$$

Обозначив величину $\left(1-\frac{2\mu_i^2}{1-\mu_i}\right)=\beta_i$, получим $\delta_z=\frac{p_i}{E_i}\beta_i$.

Подставляя δ_z в формулу (а), будем иметь величину осадки i-го слоя

$$S_i=p_ih_i\frac{\beta_i}{E_i}. \qquad (б)$$

Беря по высоте сжимаемой толщи грунта n слоев, получаем полную осадку фундамента согласно формуле (97).

Величина осадки по методу послойного суммирования, рекомендуемого СНиПом, вычисляется в предположении отсутствия бокового расширения, т. е. базируется на компрессионной зависимости между напряжениями и изменением пористости грунта, и предполагает затухание напряжений p_z по глубине в соответствии с законами линейно-деформируемого полупространства.

Осадку сооружения с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов СНиП рекомендует определять в тех случаях, когда имеется условие

$$K_rL_ф\leqslant L_r,$$

где $L_ф$ — фактическое расстояние между осями фундаментов, *см*;
L_r — расстояние, взятое по графикам СНиПа в зависимости от ширины фундамента и действующего по его подошве давления p, *см*;
K_r — коэффициент, определяемый по формуле

$$K_r=\frac{0,6}{b}(E_0-100)+1;$$

b — ширина подошвы фундамента, *см*;
E_0 — модуль деформации грунта, *кГ/см*^{2};
0,6 — коэффициент (*см*^{3}/*кГ*).

§ 4. Определение осадки грунта по теории линейно-деформируемого полупространства

Исходя из метода «общих деформаций», осадку грунтового массива можно определять:

а) при действии сосредоточенной силы в одной точке на полупространство по формуле Ж. Буссинеска

$$S=\frac{P(1+\mu)}{2\pi E}\left[\frac{z^3}{R^3}+\frac{2(1-\mu)}{R}\right], \qquad (98)$$

где μ — коэффициент Пуассона;
E — модуль упругости;
R и z обозначены на рис. 64;

б) при равномерно распределенной нагрузке вертикальные перемещения можно определять из интегрального уравнения

$$S_{xy}=\frac{1}{\pi c}\iint\limits_F \frac{p(\xi, \eta)}{\sqrt{(x+\xi)^2+(y-\eta)^2}}\, d_\xi\, d_\eta, \tag{99}$$

где x, y — координаты точки, для которой определяется осадка;
ξ, η — координаты элементарной нагруженной площадки;
F — площадь загруженной подошвы фундамента.

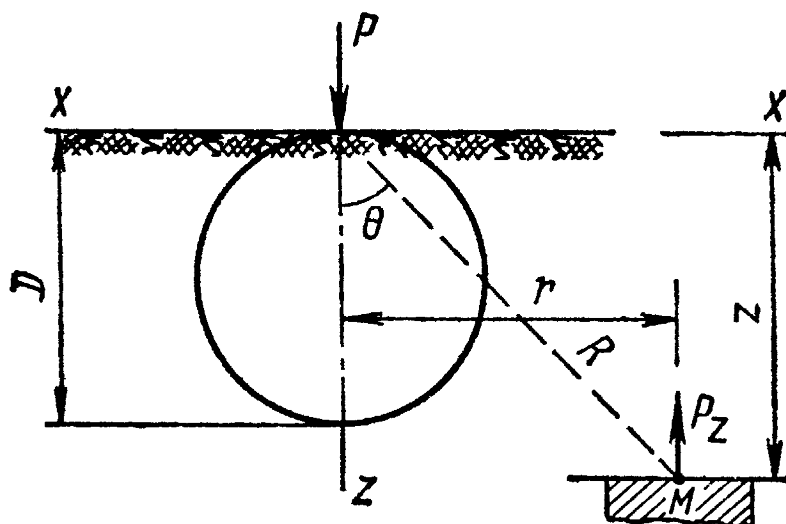


Рис. 64. Схема осадки грунта от сосредоточенной силы, расположенной на упруго-изотропном полупространстве

В случае равномерно распределенной нагрузки по площади прямоугольника со сторонами $a=2a_1$ и $b=2b_1$ и при расположении начала координат в его центре, осадку любых точек внутри или вне загружения точек абсолютно гибкого прямоугольника можно определить по Шлейхеру из выражения

$$S_{xy}=\frac{p}{\pi c}\left[(b_1-y)\ln\frac{\sqrt{(a_1-x)^2+(b_1-y)^2}+(a_1-x)}{\sqrt{(a_1+x)^2+(b_1-y)^2}-(a_1+x)}+\right.$$
$$+(b_1+y)\ln\frac{\sqrt{(a_1-x)^2+(b_1+y)^2}+(a_1-x)}{\sqrt{(a_1+x)^2+(b_1+y)^2}-(a_1+x)}+$$
$$+(a_1-x)\ln\frac{\sqrt{(a_1-x)^2+(b_1-y)^2}+(b_1-y)}{\sqrt{(a_1-x)^2+(b_1+y)^2}-(b_1+y)}+$$
$$\left.+(a_1+x)\ln\frac{\sqrt{(a_1+x)^2+(b_1-y)^2}+(b_1-y)}{\sqrt{(a_1+x)^2+(b_1+y)^2}-(b_1+y)}\right].$$

Средняя осадка любого загруженного по всей площади прямоугольника будет равна

$$S_{\text{ср}}=\frac{p}{\pi c}\left[2a_1\ln\frac{\sqrt{a_1^2+b_1^2}+b_1}{\sqrt{a_1^2+b_1^2}-b_1}+2b_1\ln\frac{\sqrt{a_1^2+b_1^2}+a_1}{\sqrt{a_1^2+b_1^2}-a_1}-\right.$$
$$\left.-\frac{4}{3}\cdot\frac{\left(a_1^2+b_1^2\right)^{\frac{3}{2}}-\left(a_1^3+b_1^3\right)}{a_1b_1}\right].$$

Введя обозначения $n=\frac{a_1}{b_1}=\frac{a}{b}$ и коэффициент ω, представляющий численное значение постоянных величин и величин, зависящих от формы загруженной площади, будем иметь более простую формулу Шлейхера для осадки

$$S=\frac{\omega p_{\text{доп}} \sqrt{F}}{C}. \tag{100}$$

Коэффициент ω вычисляется из выражения, заключенного в квадратные скобки предыдущих формул.

Эту формулу можно применять при определении площади подошвы фундаментов в разных местах сооружения с целью получения одинаковых осадок.

К. Е. Егоров [40] разработал метод расчета осадок фундамента прямоугольной формы с учетом всех трех компонентов нормальных напряжений p_x, p_y, p_z. Его формула для гибких фундаментов имеет вид

$$S=\frac{2b_1 p_{\text{доп}} K_z}{C}. \tag{101}$$

К. Е. Егоровым получена также формула для определения осадки по вертикали, проходящей через центр абсолютно жесткого прямоугольного фундамента,

$$S=\frac{2b_1 p_{\text{доп}}}{C}\cdot K'_z,$$

где

$$K'_z=\frac{1}{3\pi}\Bigg[\ln\frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+n}{\sqrt{1+n^2+m^2}-n}+2\ln\frac{\sqrt{1+\left(\frac{n}{2}\right)^2+\left(\frac{m}{2}\right)^2}+\frac{n}{2}}{\sqrt{1+\left(\frac{n}{2}\right)^2+\left(\frac{m}{2}\right)^2}-\frac{n}{2}}+$$

$$+n\left(\frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+1}{\sqrt{1+n^2+m^2}-1}+\ln\frac{\sqrt{1+\left(\frac{n}{2}\right)^2+\left(\frac{m}{2}\right)^2}+1}{\sqrt{1+\left(\frac{n}{2}\right)^2+\left(\frac{m}{2}\right)^2}-1}-\right.$$

$$\left.-\frac{(1-2\mu)}{1-\mu}\cdot m\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{n}{\sqrt{1+n^2+m^2}}+\operatorname{arc\,tg}\frac{n}{m\sqrt{1+\left(\frac{n}{2}\right)^2+\left(\frac{m}{2}\right)^2}}\right)\right)\Bigg];$$

$$n=\frac{a_1}{b_1};\quad m=\frac{z}{b_1};\quad C=\frac{E_0}{1-\mu^2}.$$

Величину K'_z можно определить по графику, представленному на рис. 65.

Формула К. Е. Егорова может применяться при расчете осадок сжимаемого слоя конечной толщины. Для этого в формулу (101)

вводят поправочный коэффициент

$$S=\frac{2b_1p_{доп}}{C}K'_zM,$$

где M — поправочный коэффициент для перехода от модели деформации однородного полупространства к модели деформации основа-

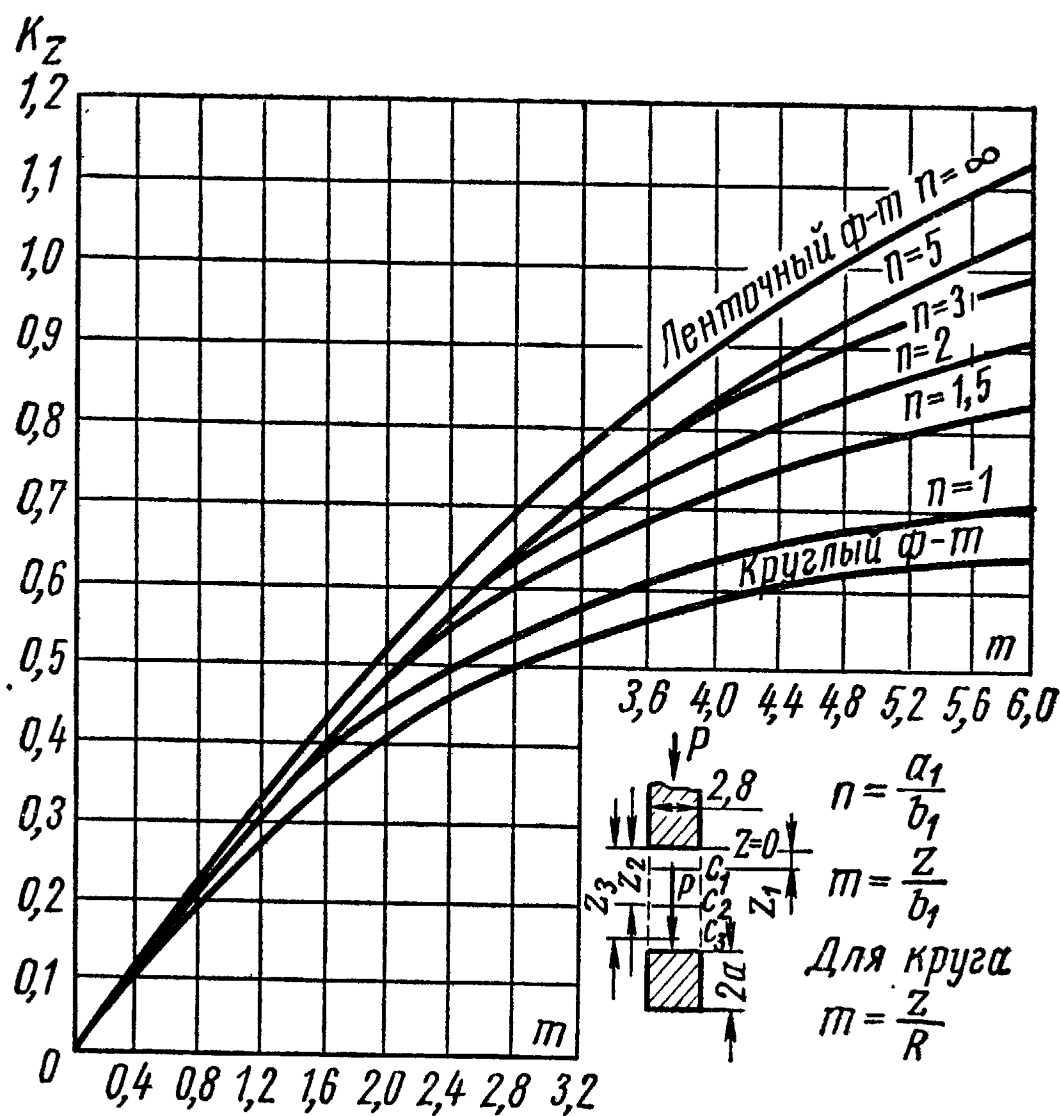


Рис. 65. График К. Е. Егорова по определению K'_z

ния конечной толщины, зависящий от отношения сжимаемой толщи грунта $H_{акт}$ к полуширине b_1 или радиусу R фундамента, и принимается по табл. 15.

Таблица 15

$m=\frac{H_{акт}}{b_1}$	$0<m\leqslant0{,}5$	$0{,}5<m\leqslant1$	$1<m\leqslant2$	$2<m\leqslant3$	$3<m\leqslant5$	$5<m<\infty$
M	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

Формула (101) может широко рекомендоваться при расчете фундаментов на естественном основании по методу деформаций.

Если к сооружению приложена внецентренная нагрузка, то его осадку можно определить по формуле

$$S=\frac{1-\mu^2}{E_0}\left(\frac{3e}{\sqrt{F}}+1\right)pK_z. \qquad (102)$$

Тангенс угла поворота фундамента

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2R}{h}, \tag{103}$$

где e — эксцентриситет силы;
F — площадь подошвы фундамента;
h — высота фундамента;
R — радиус подошвы фундамента.

Расчет по схеме плоской задачи можно производить для сооружений, длина которых в три раза или более превышает их ширину, т. е. $\frac{a_1}{b_1} > 3$.

§ 5. Определение осадки методом эквивалентного слоя

В естественных условиях грунт под сооружением сжимается при ограниченном боковом расширении.

Проф. Н. А. Цытович [12] предложил при расчете осадки учитывать ограниченное боковое расширение грунта, влияние размеров формы фундамента и свойств грунта с помощью эквивалентного слоя.

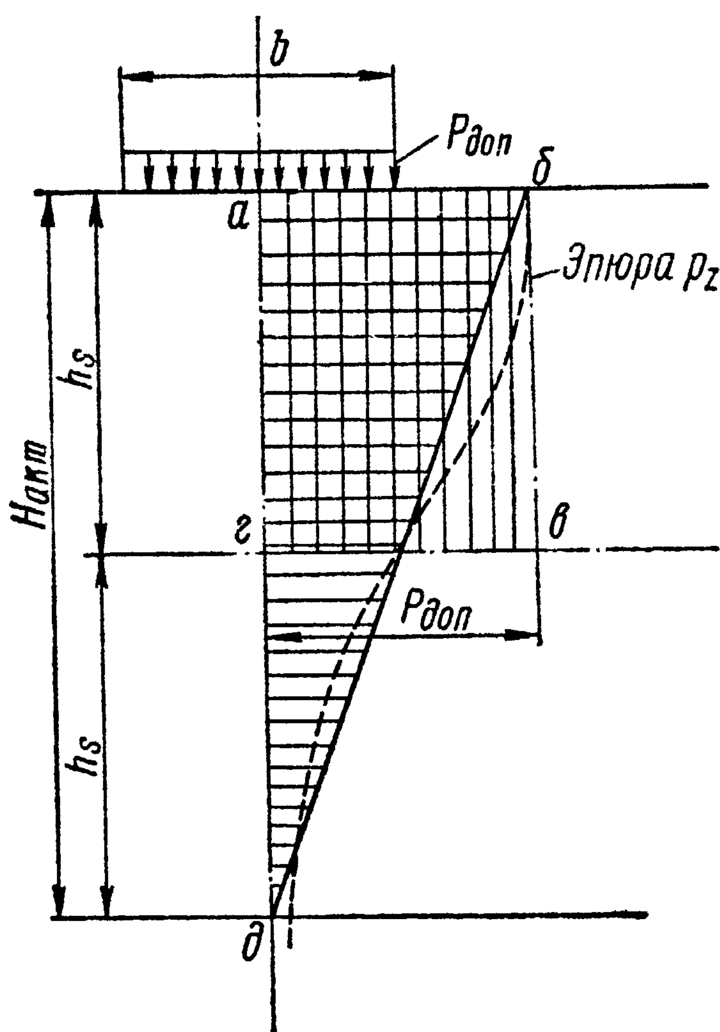


Рис. 66. Схема к определению осадки методом эквивалентного слоя

Под эквивалентным слоем грунта понимают толщину слоя, осадка которого без возможности боковой деформации была бы равновелика осадке фундамента заданных размеров, возведенного на полупространстве. Эту величину обозначают h_s.

Сущность метода заключается в том, что основание как однородное полупространство с нагрузкой $p_{доп}$, ограниченное фундаментом шириной b, имеющее при сжатии частичное боковое расширение и затухание сжимающих напряжений p_z (пунктирная линия на рис. 66), заменяется эквивалентным по величине общей осадки слоем грунта конечной мощности h_s, сжимаемым сплошным давлением без возможности бокового расширения постоянными сжимающими напряжениями по глубине h_s (эпюра *абвг* на рис. 66) или слоем глубиной $2h_s$, но с треугольной эпюрой падения сжимающих напряжений по глубине $H_{акт}$.

Если обозначить S_0 осадку линейно-деформируемого слоя грунта при сплошной нагрузке и S — осадку фундамента заданных раз-

меров и формы на линейно-деформируемом полупространстве и положить, что $S_0=S$, то получим следующее.

Осадка при сплошной нагрузке без возможности бокового расширения будет равна относительной деформации

$$\delta_z=\frac{p_{\text{доп}}}{E_0}\left(1-\frac{2\mu^2}{1-\mu}\right),$$

умноженной на сжимаемый слой грунта h_s, т. е.

$$S=\frac{p_{\text{доп}}h_s}{E_0}\left(1-\frac{2\mu^2}{1-\mu}\right). \qquad \text{(а)}$$

Осадка фундамента заданных размеров и формы на линейно-деформируемом массиве определяется выражением

$$S=\frac{\omega p_{\text{доп}}(1-\mu^2)\,b}{E_0}. \qquad \text{(б)}$$

Приравняв выражения (а) и (б), после преобразований получим формулу для эквивалентного слоя

$$h_s=A\omega b,$$

где коэффициент ω может быть определен по формуле

$$\omega=\frac{1}{\pi}\left[n\ln\frac{\sqrt{1+n^2}+1}{\sqrt{1+n^2}-1}+\ln\frac{\sqrt{1+n^2}+n}{\sqrt{1+n^2}-n}+\frac{2}{3}\cdot\frac{(n^3+1)-\sqrt{(n^2+1)^3}}{n}\right].$$

Расчет осадки при слоистом напластовании грунтов можно производить также, пользуясь методом эквивалентного слоя по формуле Н. А. Цытовича [12]

$$S_\infty=h_s a_{0m} p_{\text{доп}}, \qquad \text{(а')}$$

где a_{0m} — средний приведенный коэффициент сжимаемости грунта;

$p_{\text{доп}}$ — давление у подошвы фундамента.

При расчете осадки по формуле (а') сначала определяют величину h_s, затем величину активной зоны по формуле $H_{\text{акт}}=2h_s$ и затем $p_{\text{доп}}$. Далее находят средний приведенный коэффициент сжимаемости грунта n слоев на глубине $H_{\text{акт}}$ по формуле

$$a_{0m}=\frac{h_1a_{0_1}z_1+h_2a_{0_2}z_2+h_3a_{0_3}z_3\ldots}{2h_s^2}$$

или

$$a_{0m}=\frac{\sum_1^n h_i a_{0_i} z_i}{2h_s^2}, \qquad \text{(б')}$$

где h_i — толщина отдельных слоев грунта по всей активной зоне;
a_{0_i} — приведенный коэффициент сжимаемости для отдельных слоев грунта, определяемый по формуле

$$a_{0_i}=\frac{a_i}{1+\varepsilon_i};$$

ε_i — коэффициент пористости i-го слоя грунта;
z_i — расстояние от точки соответствующей глубины до середины рассматриваемого слоя грунта.

После этих подсчетов можно определить полную стабилизированную осадку грунта по формуле (а').

§ 6. Определение осадки по методу Н. В. Лалетина

Все вышеперечисленные формулы по расчету осадки базируются на предпосылках линейно-деформируемой среды с использованием постоянных величин E_0 и μ по всей деформируемой толще грунта основания.

Но, как известно из опытов, в песчаных и илистых грунтах наблюдаются деформации, не подчиняющиеся линейной зависимости от нагрузки. В этом случае модуль деформации E_0 не будет постоянным.

В грунтах, менее уплотненных и обладающих более слабой структурой, роль остаточных деформаций приобретает решающее значение.

Проф. Н. В. Лалетин [56], рассматривая уплотнение грунта под фундаментами, дал следующие формулы по определению осадки:

а) для ленточных фундаментов

$$S=\frac{bp_{\text{доп}}^2}{3\pi K\sqrt{E_{\text{ост}}p_0^3(1-\xi)}}; \qquad (104а)$$

б) для квадратных и круглых в плане фундаментов:

$$S=\frac{1}{4Kp_0}\sqrt{\frac{p_{\text{доп}}F}{\pi E_{\text{ост}}(1+\xi)}}, \qquad (104б)$$

где b — ширина подошвы фундамента;
F — площадь подошвы фундамента;
$E_{\text{ост}}$ — модуль остаточной деформации грунта;
ξ — коэффициент бокового давления грунта;
p_0 — радиальное напряжение на границе зоны уплотнения грунта, где его структура сохраняет еще свое первоначальное состояние;

K — коэффициент, оценивающий долю частиц грунта от общего их объема, расходуемых на уплотнение грунта.

При малых упругих деформациях в сравнении с остаточными $K=1$. В остальных случаях K должен быть меньше единицы.

Эти формулы получаются из следующих соображений. При деформации уплотнения грунта его частицы расходуются на уплотнение под фундаментом и на возмещение объемных изменений, имеющих место в окружающей грунт зоне уплотнения.

Если в пределах зоны движения грунтовых частиц в створе угла $d\beta$ (рис. 67) выделить элементарную призму длиной в одну погонную единицу и сечением $RdRd\beta$, то в этой призме объем пор уменьшится на величину

$$dv = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{1 - \varepsilon_0} \cdot R\,dR\,d\beta. \qquad (a'')$$

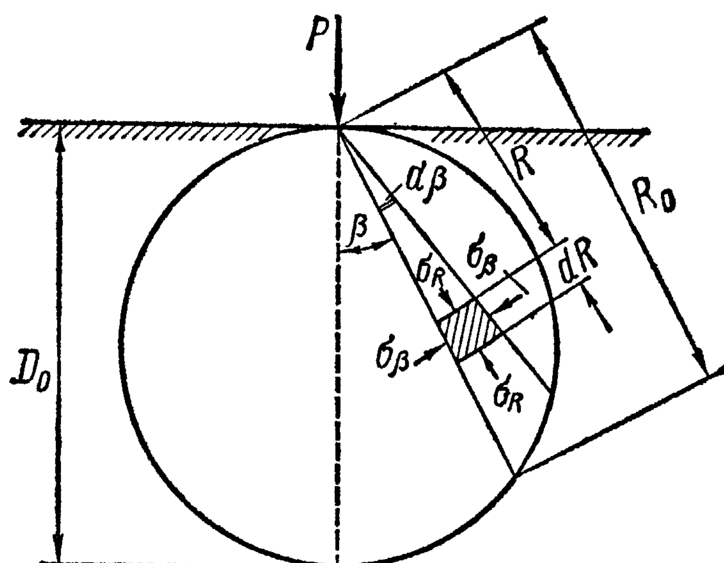


Рис. 67. Расчетная схема осадки по методу Н. В. Лалетина

Согласно работам проф. Н. В. Лалетина

$$\varepsilon_0 - \varepsilon = \frac{\sqrt{\sigma_R} - \sqrt{\sigma_0}}{\sqrt{E_{\text{ост}}(1-\xi)}}$$

и, по Фламану,

$$\sigma_R = \sigma_0 \frac{R_0}{R}.$$

Подставим эти значения в выражение (а″). Имея в виду, что общая деформация уплотнения грунта под фундаментом должна быть равна объему частиц, вытесненных при осадке фундамента, будем иметь

$$KbS = 2\sqrt{\frac{\sigma_0}{E_{\text{ост}}(1+\xi)}} \int_0^{R_0} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (\sqrt{R_0 R} - R)\,dR\,d\beta. \qquad (б'')$$

Выражение (б″) интегрируем сначала в пределах изменения R от 0 до R_0. Учитывая, что $P_R = \frac{2P\cos\beta}{\pi R}$ (задача Фламана для ленточных фундаментов), а $P = p_{\text{доп}}\,b$ и $P_K = P_0$, подставляем их значения вместо R_0 и интегрируем полученное выражение второй раз в пределах изменения β от 0 до $\frac{\pi}{2}$. В результате получим формулу (104а) для определения остаточной осадки ленточных фундаментов. Если вместо P_R подставить $P_R = \frac{3P\cos\beta}{2\pi R^2}$ (по Буссинеску, фундамент работает в условиях пространственной задачи теории упругости), то получим формулу (104б).

§ 7. Определение осадки фундаментов с течением времени

При проектировании и производстве строительных работ часто приходится определять время стабилизации осадки и осадку в заданный период времени. Наблюдение за существующими сооружениями показывает, что период стабилизации может быть весьма продолжительным.

Для расчета осадки с течением времени пользуются методами Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича, Е. М. Куприянова и др.

Метод проф. Герсеванова базируется на теории гидродинамических напряжений и применяется для водонасыщенных грунтов (грунтовая масса).

Процесс уплотнения грунта, сопровождаемый изменением его влажности, называется процессом *консолидации*. Метод проф. Герсеванова и основан на представлении, что уплотнение грунта происходит в связи с выжиманием воды из пор грунта.

Проф. Герсеванов дал точное решение этой задачи для случая осадки сплошного фундамента очень больших размеров, опирающегося непосредственно на песчаный дренирующий слой, ниже которого залегает пласт глины. Подстилающим слоем для глинистого пласта служит практически несжимаемая водонепроницаемая скала. При рассмотрении изменения гидродинамических напряжений и закона уплотнения за основу принята формула линейной (ламинарной) фильтрации по закону Дарси, равномерно распределенное напряжение p_z по сжимаемому слою в каждый момент времени t и невозможность бокового расширения грунта за весь период стабилизации (рис. 68).

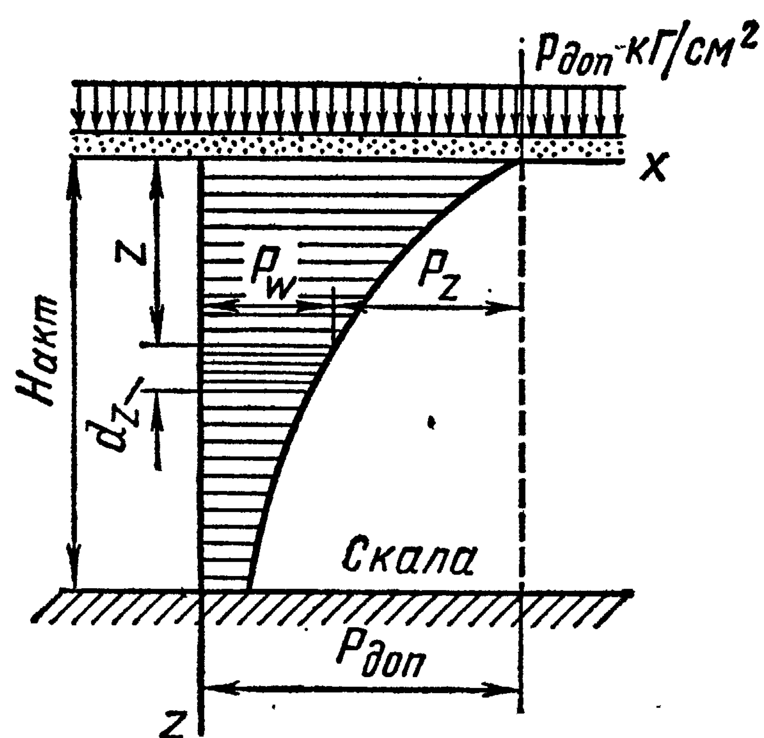


Рис. 68. Эпюра изменений гидродинамических напряжений в сжимаемом слое грунта

При загрузке слоя грунта часть внешнего давления будет передаваться на его скелет p_z, а часть — на фильтрующуюся сквозь поры грунта воду p_W. При этом в любой период времени сумма этих давлений будет равна внешнему давлению, т. е. $p_{доп}=p_z+p_W$.

С течением времени величина p_z увеличивается, а p_W уменьшается. После стабилизации осадка прекращается, и вся нагрузка будет восприниматься грунтом. В этом конечном случае $p_{доп}=p_z$.

Для случая равномерного распределения p_z гидродинамические напряжения, выравнивающиеся в период стабилизации, могут быть определены из общего дифференциального уравнения Н. М. Герсе-

ванова

$$\frac{dp_z}{dt} = \frac{K_ф}{a(1+\varepsilon_н)\gamma_о^в} \cdot \frac{d^2 p_{доп}}{dz^2}. \qquad (105)$$

Обозначая постоянный множитель $\frac{K_ф}{a(1+\varepsilon_н)\gamma_о^в} = c$, получим

$$\frac{dp_z}{dt} = c\frac{d^2 p_{доп}}{dz}. \qquad (а)$$

Интегрируя выражение (а) и ограничиваясь первым членом ряда, получим

$$p_z = p_{доп}\left[1 - \frac{4}{\pi}\sin\frac{\pi z}{H_0}e^{-N}\right],$$

где p_z — давление в скелете грунта на глубине z в определенный период времени t;

$K_ф$ — коэффициент фильтрации грунта ;

H_0 — приведенная толщина сжимаемого грунта;

a — коэффициент сжимаемости;

$\varepsilon_н$ — коэффициент начальной пористости грунта.

Степень уплотнения во времени Q равна отношению осадки за данный промежуток времени S_t к полной стабилизированной осадке S:

$$Q = \frac{S_t}{S}.$$

Для случая уплотнения, рассматриваемого проф. Герсевановым (нулевой случай),

$$Q = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{1}{e^{\xi t}}.$$

Тогда для данного случая осадка с течением времени будет определяться формулой

$$S_t = QS \quad \text{или} \quad S_t = \frac{a p_{доп} H_{акт}}{1 + A - a p_б}\left(1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{1}{e^{\xi t}}\right), \qquad (106)$$

где $A = \varepsilon_н + a p_б$;

ξ — влияние толщины сжимаемого слоя и продолжительность действия нагрузки, выражаемые параметром

$$\xi = 2{,}5\frac{K_ф(1+A)}{a\gamma_о^в H_{акт}};$$

$K_ф$ — коэффициент фильтрации, *см/год*;

$p_{доп}$ — дополнительное давление грунта.

Как видно из формулы (106), нарастание деформации во времени зависит от коэффициента фильтрации грунта и от квадрата толщины слоя, через который должна просачиваться выжимаемая давлением вода, т. е. от пути фильтрации.

Из формулы также следует, что достижение определенной и равной степени уплотнения для двух слоев грунта разной толщины h_1 и h_2 в течение времени t_1 и t_2 будет выражаться соотношением $\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}$, т. е. время уплотнения двух слоев одного и того же грунта, имеющих разную толщину, пропорционально квадратам этих толщин.

Время полной осадки или период стабилизации T можно определить из соотношения

$$T = \frac{N}{\xi}, \tag{107а}$$

где N — коэффициент, равный 5—6 (по данным опытов).

Период стабилизации осадки можно также найти по формуле В. М. Веселовского

$$T = \frac{NH_{\text{акт}}^2}{K_{\text{ф}}}. \tag{107б}$$

Е. М. Куприянов [54] предложил определять время окончательной стабилизации сухих и маловлажных грунтов под внешней нагрузкой по формуле

$$T = \sqrt{\frac{Q_0 nS}{980\,(p + Q_0)}}\ \textit{сек}, \tag{108а}$$

где p — внешняя нагрузка;
Q — вес грунта на глубине $H_{\text{акт}}$;
S — полная осадка;
n — количество частиц грунта в определенном его объеме, т. е.

$$n = \frac{N_1}{1 + \varepsilon_1}; \quad \frac{nd^3}{6} = \frac{6N_1}{(1 + \varepsilon_1)\,\pi d^3} = \frac{6 \cdot 10^{-7}}{(1 + \varepsilon_1)\,\pi d^3},$$

d — диаметр частиц грунта, *см*;
N_1 — объем одной частицы грунта;
ε_1 — пористость грунта.

В этом случае, когда $p = 0$, формула (108а) приобретает более простой вид:

$$T = \sqrt{\frac{nS}{980}}. \tag{108б}$$

Метод теории фильтрационной консолидации (метод Н. М. Герсеванова) может быть применен для расчета осадки с течением времени только в грунтах однородных и насыщенных водой.

Метод же теории нефильтрационной консолидации (метод Е. М. Куприянова) целесообразно использовать для грунтов сухих и маловлажных, которые содержат в основном воду, связанную с поверхностью грунтовых частиц.

Кроме метода проф. Герсеванова для нулевого случая, некоторые исследователи предложили и другие решения распространения уплотняющих давлений с течением времени.

Так, проф. Джильбой дал решение для треугольной эпюры (рис. 69,*б*) при давлении от собственного веса грунта (случай 1);

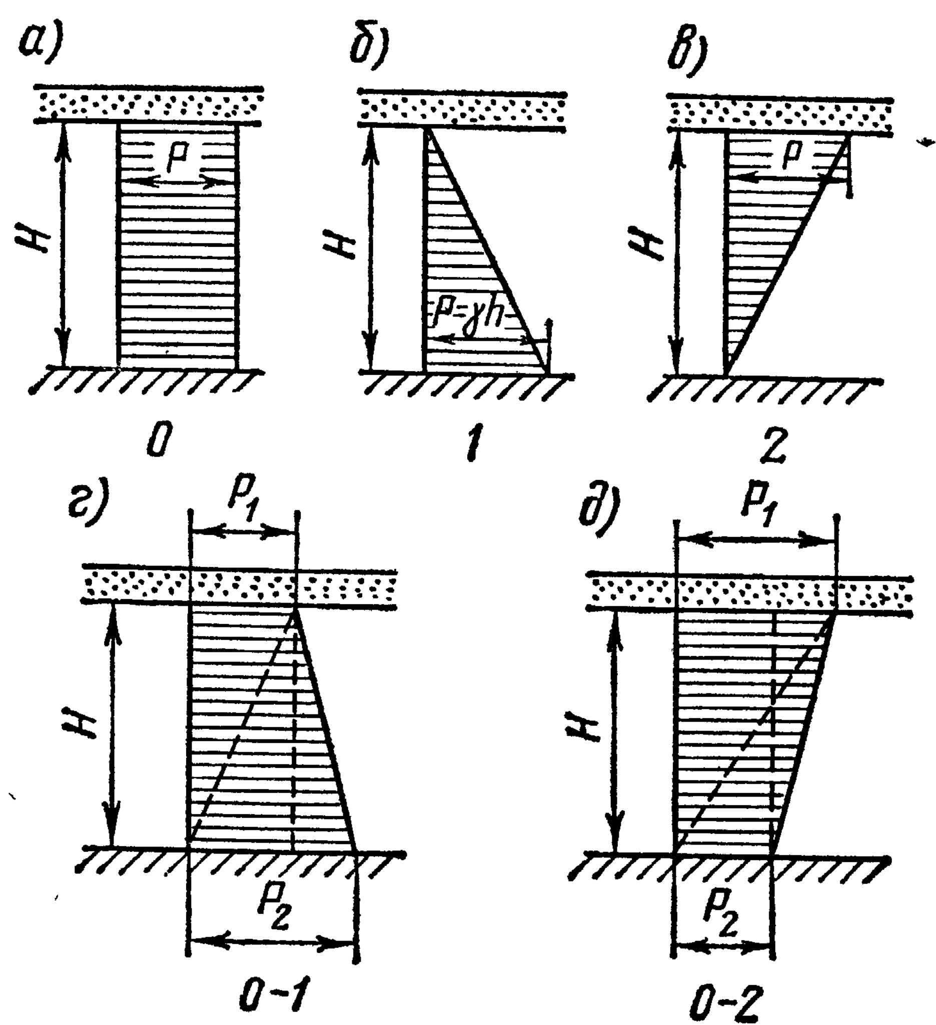


Рис. 69. Различные эпюры уплотняющих давлений в грунте

инж. Кимбалл дал решение для треугольника с максимумом напряжений в верхней части пласта (случай 2). Сочетание случаев 0—1 и 0—2 дает возможность определить осадку с течением времени при трапециевидных эпюрах давлений. Беря обозначения $N=\xi T$ и степень уплотнения Q, получим зависимость между этими величинами для всех основных случаев расчета осадки (табл. 16).

Таблица 16

$Q=\frac{S_t}{S_\infty}$	Величины N			$Q=\frac{S_t}{S_\infty}$	Величины N		
	случай 0	случай 1	случай 2		случай 0	случай 1	случай 2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,07	0,25	0,02	0,7	1,0	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,4	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,4	0,31	0,35	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,15	0,95	2,8	3,17	2,54
0,5	0,49	0,73	0,24	1,0			

Для трапециевидных эпюр величину N определяют по одной из следующих формул:

для случая 0—1 $N_{0-1}=N_0+(N_1-N_0)I_1$;

для случая 0—2 $N_{0-2}=N_2+(N_0-N_2)I_2$.

Значения интерполяционных коэффициентов I_1 и I_2 могут быть определены из выражений

$$I_1=\frac{\lg\dfrac{\pi(1+v)}{2(\pi-2)v+4}}{\lg\dfrac{\pi}{4}};\quad I_2=1-\frac{\lg\dfrac{\pi(1+v)}{2(\pi-2)v+4}}{\lg\dfrac{2(\pi-2)}{\pi}},$$

где v— отношение расчетного напряжения при $z=0$ к напряжению при $z=H_0$ (H_0 — приведенная величина активной зоны грунта);

I_1 и I_2 можно найти по табл. 17 и 18.

Таблица 17

v	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
I_1	1,0	0,84	0,69	0,56	0,46	0,36	0,27	0,19	0,12	0,06	0,0

Таблица 18

v	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	15,0	20,0
I_2	1,0	0,83	0,71	0,62	0,57	0,5	0,45	0,42	0,39	0,34	0,3	0,27	0,25	0,23	0,2	0,17	0,13

Проф. Н. А. Цытович рекомендует осадку с течением времени определять с помощью эквивалентного слоя грунта h_s по той же расчетной схеме, что и у проф. Герсеванова в так называемом втором случае (рис. 70),

$$S_t=h_s a_0 p_{\text{доп}}\left[1-\frac{8}{\pi^2}e^{-\mu t}\right], \tag{109}$$

где

$$\mu=\frac{\pi^2 c}{4h_{0s}};\quad c=\frac{K_\text{ф}}{a(1+\varepsilon)\gamma_0};\quad h_{0s}=\frac{h_s}{1+\varepsilon_\text{н}}.$$

Остальные величины известны из предыдущих формул.

Недостаточная физическая обоснованность механической модели грунта при расчете осадки с течением времени побуждает исследователей искать иные пути решений этой серьезной проблемы.

В данном учебном пособии приведены только некоторые из методов расчетов абсолютной осадки. Целесообразность выбора одного

из них основывается на натурных наблюдениях за величиной осадки зданий.

Полученные данные при наблюдении за осадками сопоставляются с величиной осадки, рассчитанной по вышеуказанным методам.

Вся работа по проведению натурных наблюдений должна строиться на основании «Указаний по наблюдению за осадками фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений» (1955 г.). В проектах фундаментов зданий и сооружений должны указываться точки, для которых необходимо производить инструментальные измерения осадок как во время строительства, так и во время эксплуатации.

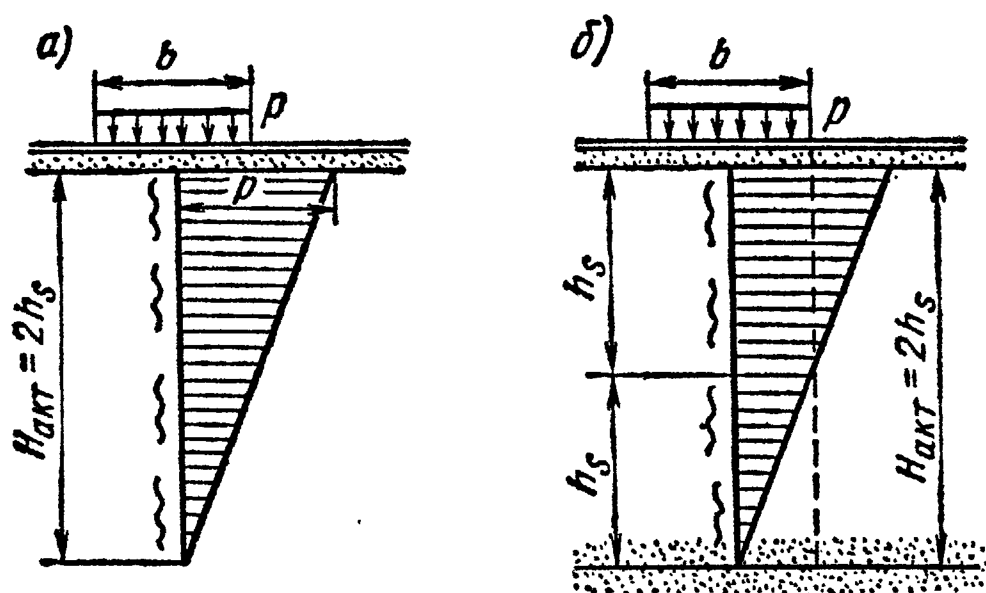


Рис. 70. Схема расчета осадки грунта с течением времени по Н. А. Цытовичу

Натурные наблюдения за осадками сооружений показывают, что расчетные величины осадок, полученные по различным формулам, во многих случаях являются сопоставимыми с действительными осадками. Лучшие результаты дают следующие формулы:

а) формулы (93), (94) — при расчете осадок широких фундаментов и при залегании скального грунта ниже сжимаемого слоя на глубине, не превышающей половины ширины фундамента;

б) формула (97) — при слоистом напластовании грунтов, при большом размере площади подошвы и значительных размерах активной сжимаемой зоны под фундаментом;

в) формулы (100), (101) — при небольших площадях подошвы преимущественно ленточных конструкций фундаментов.

§ 8. Определение крена фундамента

Вследствие внецентренно приложенной нагрузки в отдельных зданиях или сооружениях могут возникнуть недопустимые отклонения их от вертикальной оси, так называемые крены сооружения. Эти отклонения необходимо рассчитывать и сравнивать с допускаемыми по СНиПу.

Согласно СНиПу крен отдельного прямоугольного фундамента при внецентренной нагрузке можно определить по формуле:

а) для продольной оси фундамента

$$\operatorname{tg}\Theta_1 = \frac{1-\mu_{ср}^2}{E_{ср}} \cdot K_1 \frac{p^н l_1}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}; \qquad (110\ а)$$

б) для поперечной оси фундамента

$$\operatorname{tg}\Theta_2 = \frac{\left(1-\mu_{ср}^2\right)}{E_{ср}} \cdot K_2 \frac{p^н l_2}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \qquad (110\ б)$$

где $p^н$ — суммарное вертикальное усилие от нормативной нагрузки, приложенной к фундаменту с эксцентриситетом;

l — бóльшая сторона фундамента;

b — меньшая сторона фундамента;

l_1 — расстояние точки приложения усилия $p^н$ от середины фундамента по продольной оси;

l_2 — то же, для поперечной оси;

$E_{ср}$ и $\mu_{ср}$ — модуль деформации и коэффициент Пуассона, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;

K_1 и K_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента (K_1=от 0,4 до 2,0 и K_2=от 0,05 до 0,5).

Крен отдельного круглого жесткого фундамента Θ при внецентренных нагрузках определяется по формуле К. Е. Егорова

$$\operatorname{tg}\Theta = \frac{3\left(1-\mu_{ср}^2\right) P^н e}{4r^2 E_{ср}}, \qquad (110\ в)$$

где e — расстояние точки приложения усилия $P^н$ от центра фундамента;

r — радиус фундамента.

§ 9. Допускаемые предельные осадки по абсолютной величине и неравномерности

Кроме абсолютной величины осадки, подсчитанной заранее по формулам, для каждого возводимого сооружения принято устанавливать предельную величину допускаемой осадки фундаментов, при которой не происходит нежелательных деформаций сооружений.

Если осадка фундаментов сооружения равномерна, то она не оказывает значительного влияния на устойчивость сооружения, но

скажется отрицательно на технологическом процессе. Если же осадка отдельных участков фундаментов будет неравномерной, то появятся нежелательные деформации конструкций вследствие возникновения в них дополнительных напряжений. Учитывая эти обстоятельства, необходимо устанавливать допустимую абсолютную величину осадки для каждого сооружения и разность осадки отдельных его частей.

Действующие СНиПы рекомендуют устанавливать величины деформаций основания с учетом влияния осадок, прогибов, горизонтальных смещений и поворотов фундаментов, а также с учетом изменения сжимаемости основания.

При малом изменении сжимаемости основания предельная величина средних деформаций (осадки) f основания может приниматься по табл. 19.

Таблица 19

Конструкция зданий и тип фундамента	f, *см*
Крупнопанельные и крупноблочные бескаркасные здания	8
Здания с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены L к ее высоте H (считая H от подошвы фундамента):	
$\frac{L}{H} \geqslant 2,5$	8
$\frac{L}{H} \leqslant 1,5$	10
Здания с кирпичными и крупноблочными стенами, армированными железобетонными или армокирпичными поясами (вне зависимости от отношения $\frac{L}{H}$)	15
Здания с каркасом по полной схеме	10
Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п.	30
Фундаменты одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкции зданий другого назначения при шаге колонн 6 *м*	8
То же, 12 *м*	12

При большом изменении сжимаемости основания следует дополнительно учитывать разность осадок и крены фундаментов, которые не должны превышать предельных величин, указанных в табл. 20.

В заключение главы следует отметить, что в настоящее время еще не создана единая методика прогноза осадок сооружений и не разработаны методы получения надежных механических характеристик грунтовой толщи, влияющей на осадки сооружений данных размеров, что в ряде случаев приводит к несовпадению расчетных и фактических осадок сооружений.

Таблица 20

Наименование нормируемых величин	Предельные деформации оснований из грунтов	
	песчаных и глинистых в твердом состоянии	глинистых в пластичном состоянии
Поперечный уклон подкрановых путей (перекос крана)	0,003 L	0,003 L
Разность осадок фундаментов колонн:		
а) для стальных и железобетонных рамных конструкций	0,002 L	0,002 L
б) для стальных рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка	0,0007 L	0,001 L
в) для конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерной осадке фундаментов	0,005 L	0,005 L
Относительный прогиб несущих стен многоэтажных зданий (в долях от длины изгибаемого участка стены):		
а) крупнопанельных, бескаркасных	0,0005 L	0,0007 L
б) крупноблочных и кирпичных неармированных	0,0007 L	0,001 L
в) крупноблочных и кирпичных, армированных железобетонными или армокирпичными поясами	0,001 L	0,0013 L
Крен сплошных или кольцевых фундаментов высоких жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и др.) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок	0,004	0,004
Относительный прогиб (перегиб) стен одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкциям зданий другого назначения (в долях от длины изгибаемого участка стены)	0,001 L	0,001 L
Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов	0,004 L	0,004 L

РАЗДЕЛ III

ФУНДАМЕНТЫ

Глава 1.

ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Фундамент — конструктивный элемент сооружения, передающий нагрузки от вышележащих элементов грунту — основанию.

Надземная часть сооружения будет устойчива и прочна только в том случае, если фундаменты надежно воспринимают нагрузку от сооружения и правильно передают ее на основание.

Фундамент должен удовлетворять следующим требованиям:

а) быть прочным, долговечным и не разрушаться от действия грунтовых вод (обычных и агрессивных);

б) быть устойчивым по отношению к опрокидывающим силам, сдвигу и скольжению;

в) не превышать величин осадок, указанных в СНиПе;

г) иметь наиболее экономичные конструктивные формы для данного сооружения и основания.

Выполнение указанных требований возможно при правильном вариантном проектировании с учетом всех местных геологических и гидрогеологических условий.

В проектирование фундаментов входит:

1) выбор материала и обоснование конструктивных форм фундамента;

2) расчет глубины заложения фундамента и всех его конструктивных элементов;

3) подбор размеров подошвы фундамента, определение фактического напряжения по подошве и нормативного давления на грунт;

4) определение осадки фундаментов;

5) расчет устойчивости сооружения;

6) выбор рационального способа устройства фундамента.

Стоимость фундаментов жилых и общественных зданий в настоящее время составляет в многоэтажных зданиях от 6 до 8% полной стоимости объекта, в малоэтажных зданиях — до 12—15%.

Очевидно, что при больших масштабах строительства в СССР экономия, получаемая при проектировании фундаментов, будет составлять значительные суммы, что указывает на необходимость рационализации в области фундаментостроения. В настоящее время эта рационализация идет по пути создания сборных конструкций и индустриализации по их возведению.

§ 1. Разновидности фундаментов и их конструктивные элементы

По конструктивной форме фундаменты бывают четырех основных типов:

1) сплошные, располагающиеся под всем сооружением в виде плиты или массива (фундаменты под машины, трубы, памятники, мостовые устои, элеваторы и др.);

2) ленточные, располагающиеся в виде непрерывной ленты под всеми несущими конструкциями;

3) отдельные фундаменты в виде столбов, соединенных между собой арками или рандбалками для восприятия нагрузки от стен здания;

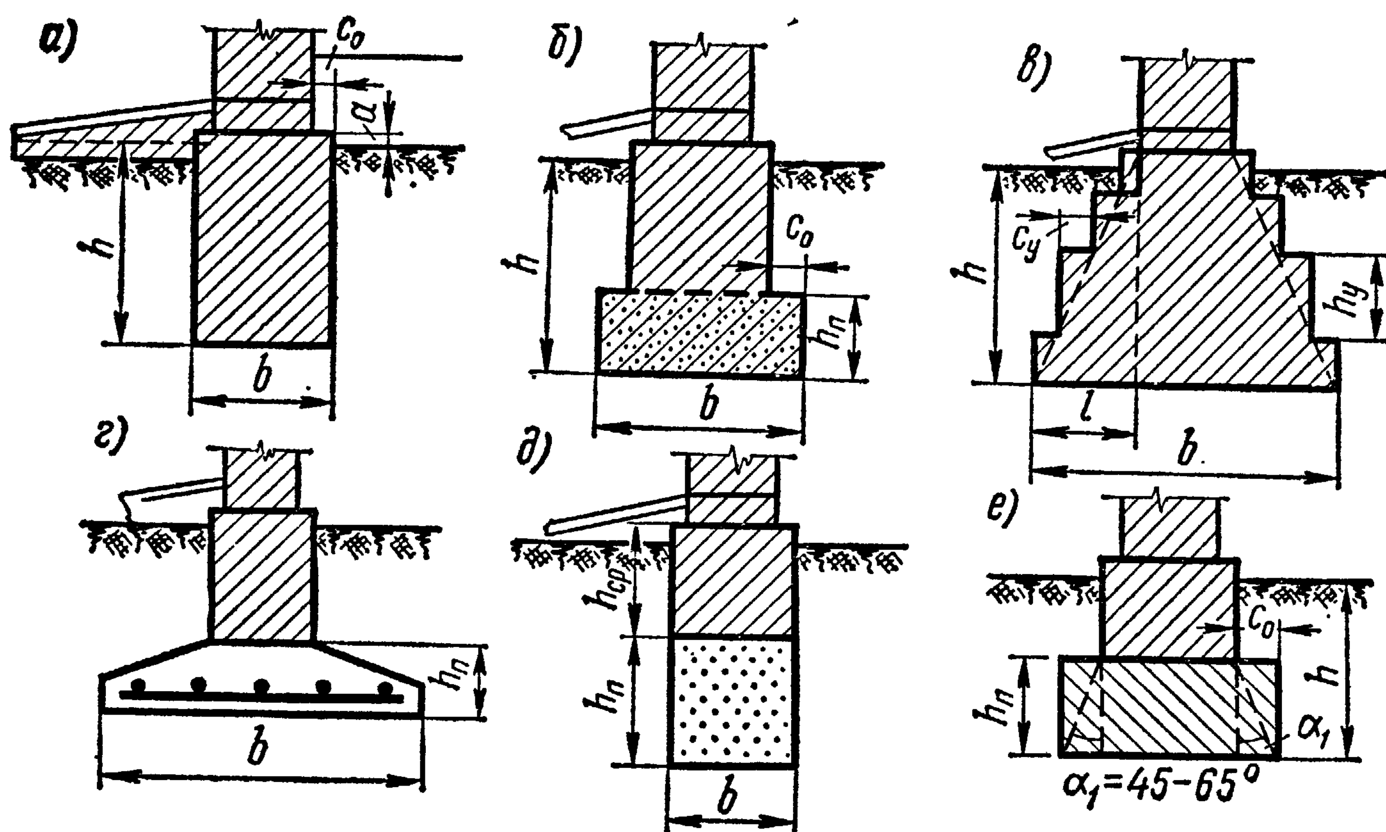


Рис. 71. Поперечные сечения ленточных и смешанных фундаментов:
а — прямоугольный; *б* — прямоугольный с бетонной подушкой; *в* — ступенчатый; *г* — прямоугольный с железобетонной подушкой; *д* — прямоугольный с песчаной подушкой; *е* — прямоугольный с бутовой подушкой

4) смешанные фундаменты — сочетание ленточного или сплошного фундамента со столбчатым.

Основные конструктивные элементы фундамента (рис. 71):

а) обрез фундамента c_0, который является границей между фундаментом и нижней плоскостью стены (в новых конструкциях не всегда устраивается). Размер обреза — от 5 до 15 *см* в зависимости от конструктивных особенностей фундамента и его материала;

б) глубина заложения фундамента h;
в) подошва и ширина подошвы фундамента b.
г) уступы;
д) подушка.

По характеру работы под нагрузкой различают фундаменты жесткие и гибкие.

Жесткие фундаменты изготовляют из бута, бутобетона или бетона, т. е. из таких материалов, которые хорошо сопротивляются сжатию и плохо — растяжению и скалыванию.

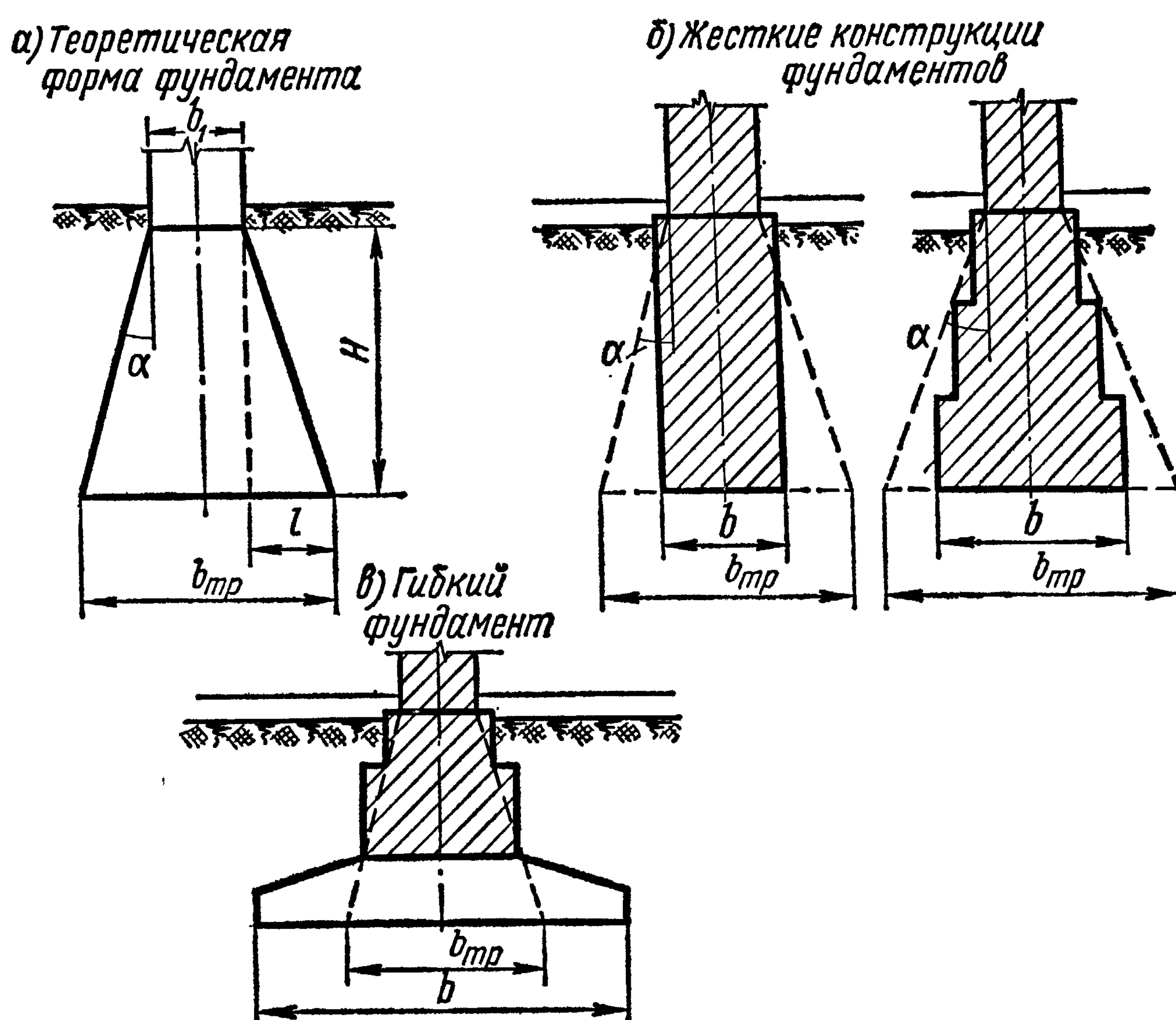


Рис. 72. Схемы, дающие понятие о жесткости фундаментов

Теоретической формой поперечного сечения жесткого фундамента является трапеция, большее основание которой $b_{тр}$ соответствует ширине подошвы фундамента, меньшее — ширине стены b_1, высота трапеции — величине H, взятой от обреза фундамента до его подошвы (рис. 72).

Такую трапецию можно построить в том случае, если известен угол распространения давления в материале α (угол жесткости). Этот угол можно определить через $\operatorname{tg} \alpha$, который согласно опытным данным равен 0,5—1,0 в зависимости от материала фундамента.

Большее основание трапеции может быть выражено формулой

$$b_{тр} = b_1 + 2H \operatorname{tg} \alpha. \qquad (111)$$

Если расчетная величина подошвы фундамента *b* будет меньше или равна $b_{тр}$, фундамент будет называться жестким, если же $b_{тр}$ больше *b*, то фундамент относится к группе гибких.

Гибкие фундаменты применяются при малой прочности грунтов или при больших нагрузках на подошву фундамента. Выполняются они обычно из железобетона.

§ 2. Принципы конструктивного выбора размеров подошвы фундаментов

Предварительный выбор размеров подошвы фундаментов зависит от характера действия нагрузки на фундамент и ее величины, от материала фундамента, конструктивных размеров нижней части стены и величины нормативного давления на грунт основания.

У ленточных фундаментов при вертикальных нагрузках ширину подошвы для предварительных расчетов можно назначать в соответствии с рис. 71, на котором представлены три группы фундаментов: первая группа (см. рис. 71, *а* и *д*) — фундаменты с поперечным сечением в виде прямоугольника (при малых нагрузках на подошву и нормативном давлении на грунт более 1,5 *кГ/см*²); вторая группа (см. рис. 71,*б* и *е*) — прямоугольные фундаменты с бетонной или бутовой подушкой (при средних нагрузках); третья группа — фундаменты ступенчатого вида (при значительных нагрузках), а также фундаменты с железобетонными подушками (см. рис. 71, *в* и *г*).

Внецентренность нагрузки может несколько увеличить ширину подошвы фундаментов в сторону смещения равнодействующей и профиль фундамента будет иметь несимметричную форму.

При значительных силах, наклоненных к горизонту под некоторым углом, необходимо подошву фундаментов делать не горизонтальную, а с наклоном к горизонту под углом α так, чтобы подошва была перпендикулярна к действию равнодействующей.

§ 3. Определение глубины заложения подошвы фундамента

Глубина заложения фундамента выбирается с учетом:

а) конструктивных особенностей здания или сооружения (наличие подвала, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование, соседних зданий, подземных сооружений и т. п.);

б) геологических и гидрогеологических условий строительной площадки (виды грунтов, их физическое состояние, уровень грунтовых вод);

в) величины и характера нагрузок, действующих на фундамент и основание;

г) условий промерзания и выпучивания грунтов;

Конструктивные особенности. При наличии подвального, полуподвального и цокольного помещений в здании фундамент устраивается в соответствии с рис. 73, *а*. Подошву заглубляют не менее 0,5 *м* от пола подвала во избежание выпирания грунта из-под фундаментов.

В случае устройства фундаментов около уже существующих необходимо соблюдать некоторые конструктивные правила. Целесообразнее всего глубину вновь пристраиваемого фундамента назначать менее глубины существующего фундамента или вровень с ним

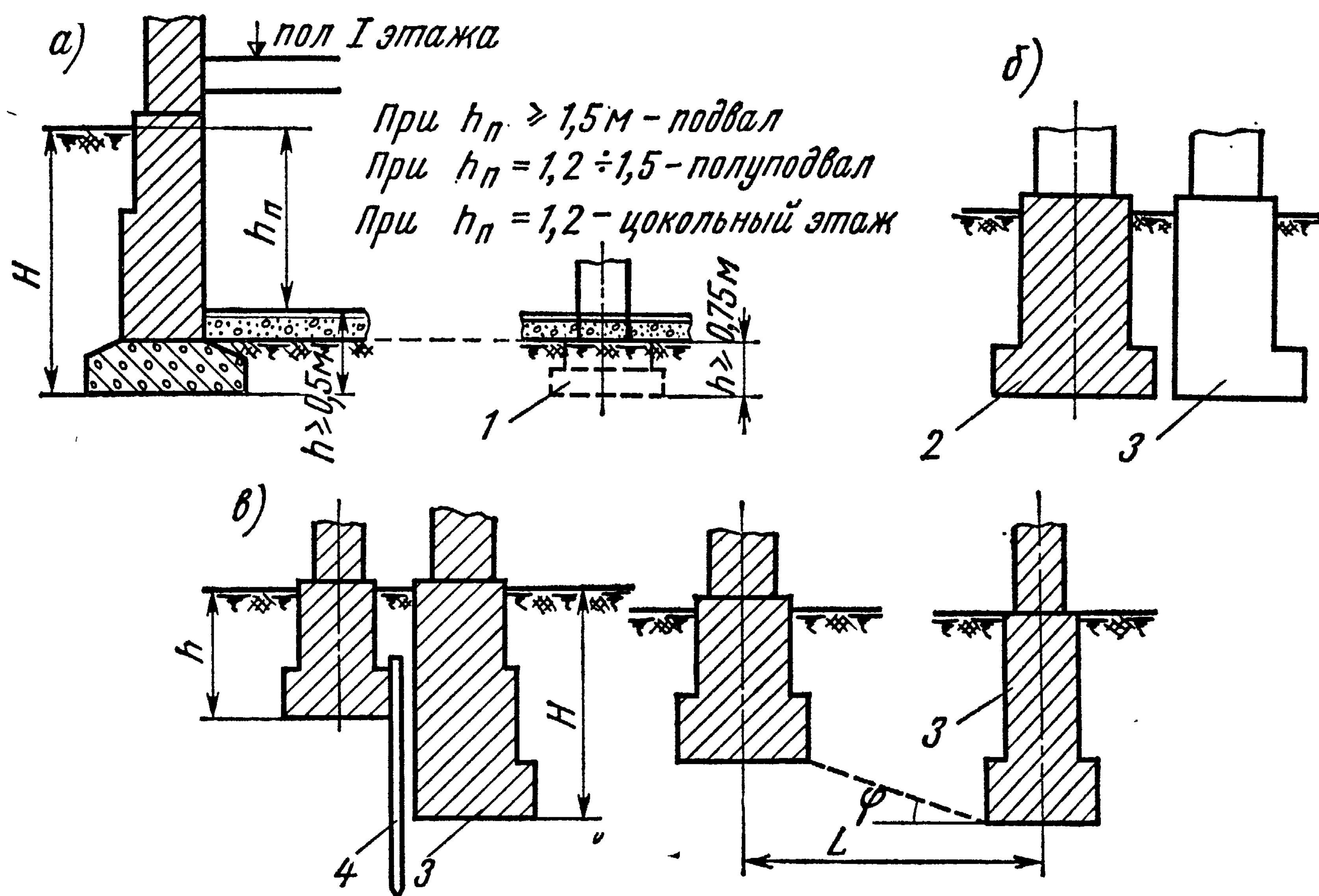


Рис. 73. Глубина заложения подошвы фундаментов по конструктивным соображениям

а — при здании с подвалом; *б* — при постановке проектируемого фундамента к существующему; *в* — когда проектируемый фундамент имеет большую глубину заложения по отношению к существующему и подошва фундамента по отношению к призме обрушения грунта; *1* — фундамент под колонну; *2* — существующий фундамент; *3* — проектируемый фундамент; *4* — шпунтовый ряд

(рис. 73, *б*). Если заложение фундамента нужно сделать глубже существующего, то грунт под его подошвой предохраняют от разрушения шпунтовой стенкой (рис. 73, *в*) или отодвигают подошву возводимого фундамента так, чтобы она была вне призмы обрушения (рис. 73, *в*, справа).

Геологические особенности. В зависимости от геологических факторов все грунты делятся на две основные группы; на прочные, обладающие достаточной несущей способностью, и на слабые, не выдерживающие нагрузок от данного сооружения и требующие искусственного упрочнения.

На этой основе все грунты геологического профиля можно привести к четырем основным схемам (рис. 74):

схема I — однородное напластование или свита прочных грунтов;

схема II — однородное напластование или свита слабых грунтов;

схема III — двухслойное основание, т. е. с поверхности на глубине h_1 располагаются слабые грунты, подстилаемые прочными грунтами;

схема IV — трехслойное основание, т. е. с поверхности на глубине h_1 располагаются плотные грунты, затем на глубине h_2 — слабые и далее на неограниченной глубине простираются прочные грунты.

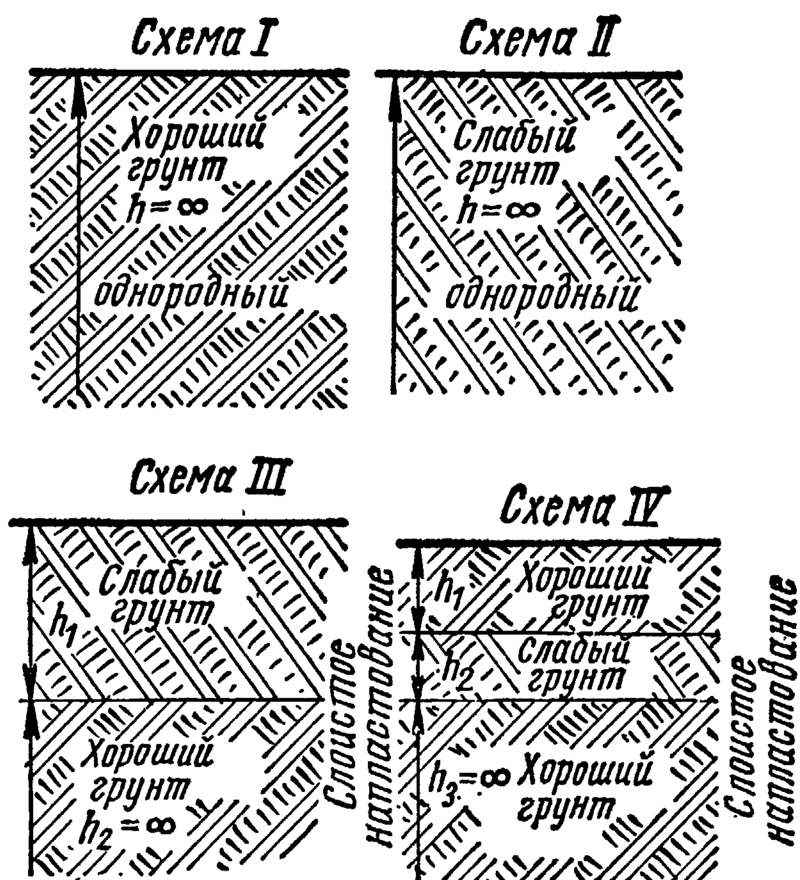


Рис. 74. Основные, часто встречающиеся схемы геологических профилей

При напластовании грунтов по схеме I глубина заложения фундамента выбирается не по геологическому признаку, а по трем признакам, перечисленным выше.

В случае слабых грунтов (схема II) намечается искусственное основание. Тогда глубина заложения подошвы фундамента выбирается в соответствии с глубиной отметки и типом искусственного основания.

Если геологический профиль подчиняется закономерности напластования по схеме III, то чаще всего устраивают фундаменты, врезаясь их подошвой в плотный грунт. При этом применяются конструкции фундаментов, показанные на рис. 75. Целесообразнее устраивать столбчатые фундаменты с применением глубоких опор кессонного типа или с применением опускных колодцев, перекрываемых между собой системой рандбалок, а также свайные фундаменты.

И, наконец, когда геологический профиль соответствует схеме IV, возможны следующие варианты заглубления подошвы фундамента:

а) на нижнем плотном грунте, прорезая слабый слой. В этом случае фундамент может быть устроен в виде ленты или столбов;

б) в верхнем слое плотного грунта, толщина которого должна быть достаточной для заглубления фундамента, при этом подстилающий, более слабый слой грунта проверяется на устойчивость и на прочность;

в) в первом плотном слое, причем, если толщина этого слоя будет недостаточной для заглубления подошвы, то грунт укрепляют;

г) на укрепленном слабом слое грунта.

Величина нагрузки. Глубина заложения фундамента, подобранная по величине нагрузки, проверяется на выпирание грунта из-под подошвы фундамента по формулам механики грунтов.

При решении некоторых формул для критической нагрузки относительно h (см. разд. II, гл. 3, § 4) получим значение критической глубины заложения фундаментов. Заложение фундамента выше критической глубины влечет за собой выпирание грунта из-под подошвы и потерю несущей способности основания сооружения.

Промерзание грунта. В этом случае глубина заложения фундамента назначается исходя из расчетной глубины промерзания грунтов $H_р$. Под расчетной глубиной промерзания подразумевается глубина, на которой грунт имеет температуру $t = -1°C$. $H_р$ согласно СНиПу можно определить по формуле

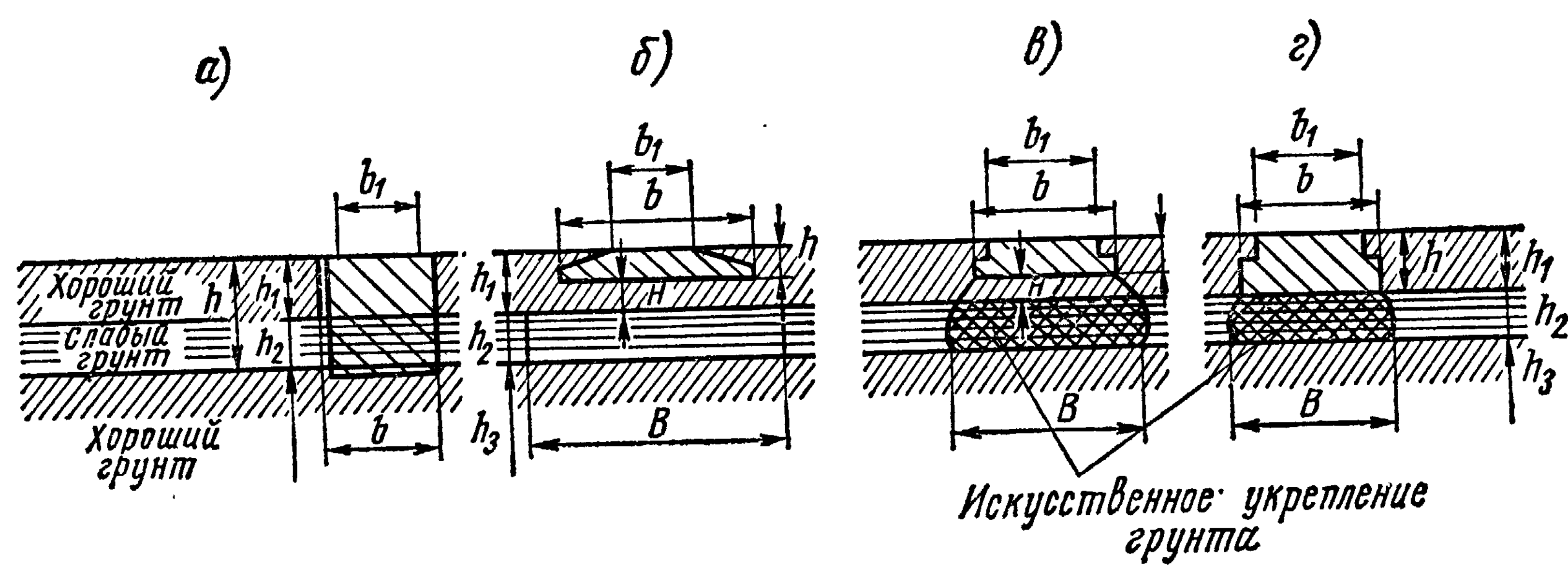


Рис. 75. Типы фундаментов в соответствии с геологическими условиями по схеме IV

$$H_р = m_t H^н \qquad (112)$$

где $H^н$ — нормативная глубина промерзания (по карте, помещенной в СНиП II-Б. 1—62);

m_t — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен (табл. 21).

Таблица 21

Тепловой режим здания и конструкции полов	m_t
Регулярно отапливаемые здания с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10°:	
а) полы на грунте	0,7
б) полы на лагах по грунту	0,8
в) полы на балках	0,9
Прочие здания	1,0

Глубину заложения фундаментов с учетом возможности пучения грунтов при промерзании необходимо назначать в соответствии с табл. 22.

Таблица 22

Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод	Глубина заложения от поверхности планировки
Скальные и крупнообломочные грунты, а также пески гравелистые, крупные и средней крупности	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Независимо от глубины промерзания
Пески мелкие и пылеватые, а также супеси с природной влажностью не более $W_р$	Превышает глубину промерзания на 2 *м*	То же
Пески мелкие и пылеватые и супеси независимо от влажности	Менее расчетной глубины промерзания или превышает не менее чем на 2 *м*	Не менее $H_р$
Супеси с природной влажностью $> W_р$	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Не менее $H_р$
Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания не более чем на 50 % числа пластичности	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	Не зависит от $H_р$
Суглинки и глины, природная влажность которых превышает $W_р$ больше, чем на 50 % и менее, чем на 75 % числа пластичности	Превышает $H_р$ на 2 *м* и более	Менее $H_р$
Суглинки и глины, природная влажность которых превышает $W_р$ больше, чем на 75 % числа пластичности	Независимо от залегания грунтовых вод	Не менее $H_р$
Суглинки и глины независимо от влажности	Менее $H_р$ или превышает ее менее чем на 2 *м*	Не менее $H_р$

Выбирать глубину заложения фундамента по табл. 22 можно только для грунтов, хорошо защищенных от увлажнения поверхностными водами и от промерзания в период строительства.

Глубина заложения фундаментов для наружных стен зданий и колонн, возводимых на всех грунтах (кроме скальных), независимо от расчетных данных не должна быть менее 50 *см* от поверхности планировки.

Глубины фундамента, определяемые по четырем вышеуказанным условиям, сопоставляются и затем большую из них выбирают для дальнейшей разработки проекта фундамента.

Материалы, применяемые для фундаментов, должны быть экономичными, прочными, морозостойкими, не размокаемыми в воде и не разрушаемыми в агрессивной среде.

Глава 2.

ФУНДАМЕНТЫ НЕГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

§ 1. Ленточные фундаменты

Под ленточными фундаментами понимают фундаменты под стены здания, воспринимающие нагрузки, распределенные по всей длине, или нагрузки, сосредоточенные в местах опирания на фундаменты колонн.

Проектирование ленточных фундаментов включает в себя расположение фундаментов в плане; конструирование поперечного сечения фундаментов; проектирование развертки фундаментов; размещение гидроизоляции в теле фундамента; конструктивное оформление отдельных элементов фундаментов (уступы, отверстия, осадочные швы, отмостка и т. д.).

Конструирование фундаментов. Так как ленточные фундаменты располагаются под всеми капитальными стенами здания непрерывно, то размеры их в плане по осям и расстановка осей будут те же, что и в капитальных стенах здания.

В плане фундаментов указываются пронумерованные оси фундаментных стен и размеры в осях, толщина стен в обрезе, размер обрезов, фундаментные уступы, расположение отверстий в кладке и др.

Выступ обреза фундамента берется выше срезки растительного слоя грунта на 10—15 *см* с таким расчетом, чтобы после устройства отмостки он был ею закрыт.

Часто фундаменты устраиваются на подушках (см. рис. 71). Высота подушки назначается в зависимости от материала.

При проектировании бетонных фундаментов отношение высоты подушки $h_п$ к ее уширению в каждую сторону $c_п$, а также отношение высоты каждого уступа $h_у$ к его ширине $c_у$ необходимо принимать не менее величин, указанных в табл. 23.

Таблица 23

Наименьшее отношение размеров $\operatorname{tg}\alpha = \frac{h_у}{c_у}$ и $\frac{h_п}{c_п}$

Давление на грунт от расчетной нагрузки, *кГ/см²*	Марка бетона	Ленточные фундаменты	Столбчатые фундаменты
1,5 и менее	100 и более	1,35	1,5
Более 1,5	100 и более	1,55	1,65
1,5 и менее	Менее 100	1,5	1,60
Более 1,5	Менее 100	1,75	2,0

Примечание При влажных глинистых грунтах отношение $\frac{h_п}{c_п}$ следует увеличивать на 15 %.

При несимметричном фундаменте центр тяжести его подошвы стараются совмещать с точкой приложения равнодействующей всех сил, чтобы эксцентриситет и моменты от нагрузок были равны нулю и грунт основания испытывал равномерное сжатие. Если этого сделать не удается, то нужно добиваться уменьшения эксцентриситета при работе фундамента с внецентренным сжатием.

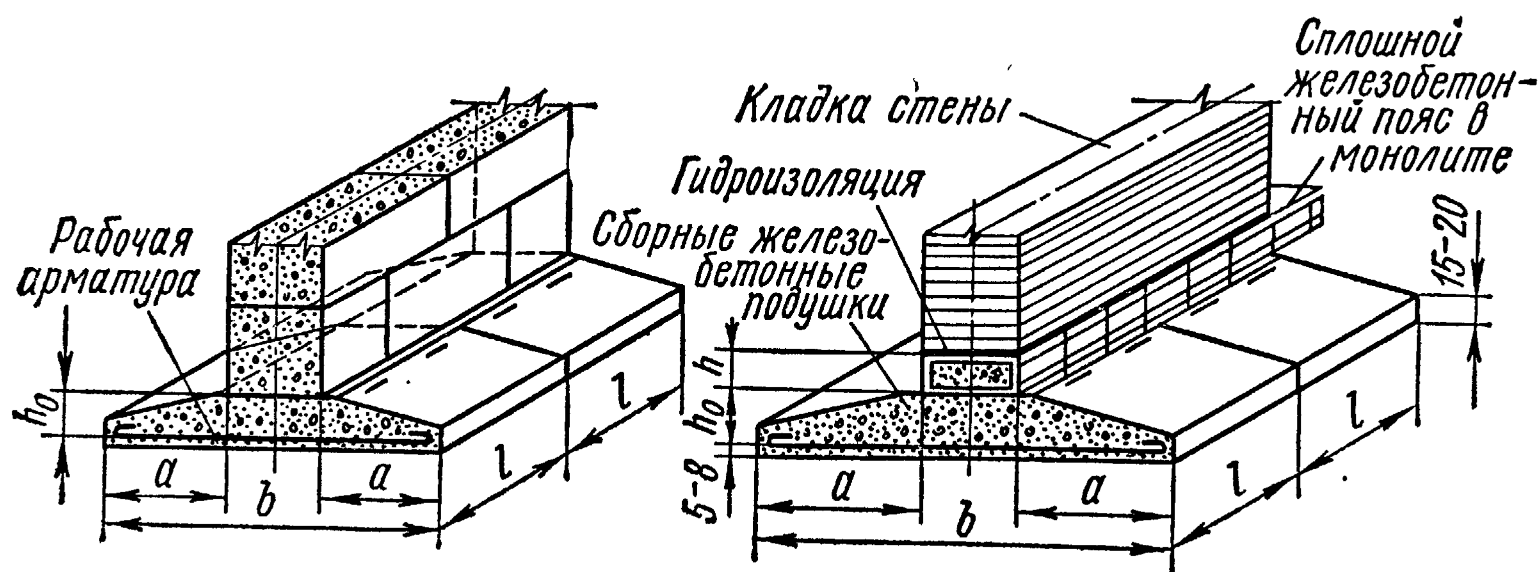


Рис. 76. Конструкция сборного ленточного фундамента

В настоящее время получили широкое распространение сборные конструкции фундаментов [78; 28].

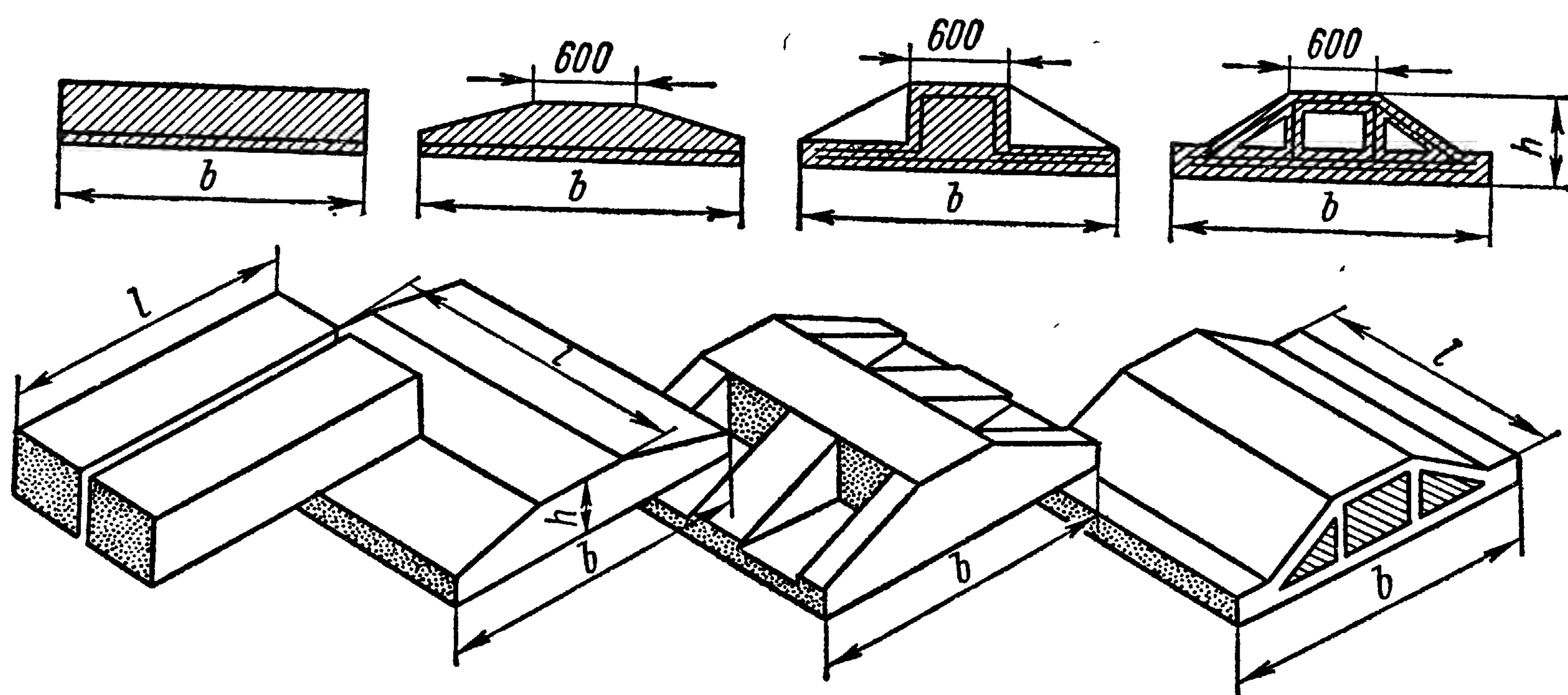


Рис. 77. Типы сборных элементов блоков подушки ленточных фундаментов

Наиболее целесообразной считается конструкция сборного ленточного фундамента, состоящая из нижней ленты — подушки (башмака) и вертикальной стенки, которая в домах с подвалом является одновременно и стеной подвала (рис. 76). Как подушка, так и стены могут быть выполнены в виде сплошной и пустотелой конструкции из бетона, шлакобетона и железобетона.

Виды и марки материалов назначаются от 75 до 200 в зависимости от нагрузок, степени долговечности здания и влажности грунта. Размеры подушек определяются в зависимости от расчетной нагрузки, качества грунта основания, свойств материала подушек и грузоподъемности машин на стройке. Для многоэтажных зданий

выгоднее применять железобетонные подушки, так как они получаются меньших размеров.

На рис. 77 показаны типы железобетонных блоков подушки: сплошной, с поперечными и продольными пустотами. Размеры блока

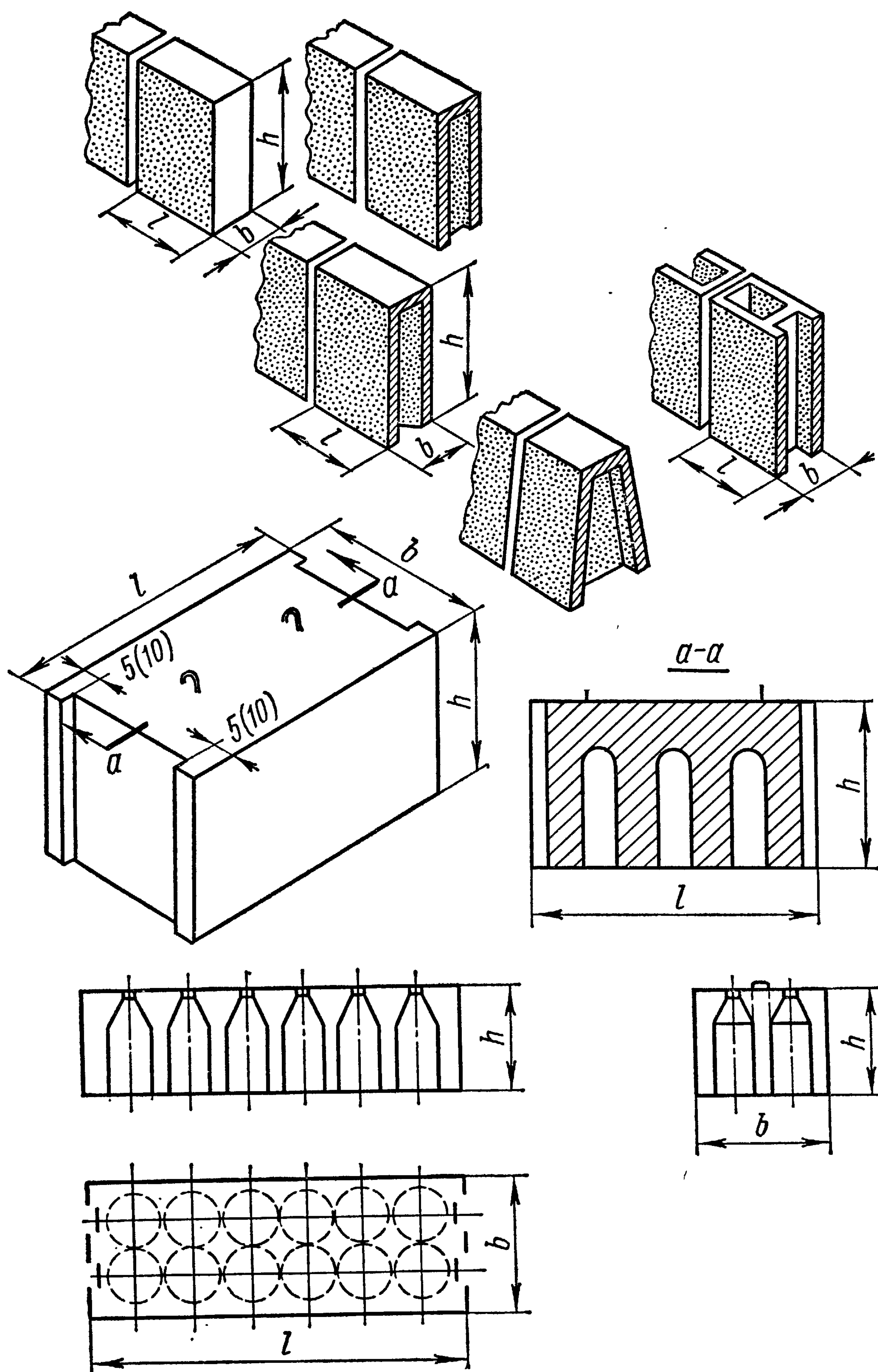


Рис. 78. Различные типы стеновых фундаментных блоков

подушки: высота — от 30 до 80 *см*; ширина по низу — от 100 до 320 *см*; длина — от 70 до 250 *см*.

Фундаментные блоки должны укладываться на тщательно утрамбованную песчаную подушку толщиной до 15 *см*.

На рис. 78 представлены различные типы стеновых фундаментных блоков сплошной и пустотелой конструкции. Марка бетона для стеновых фундаментных блоков от 50 до 150. Размеры блоков: высота — от 40 до 60 *см*, длина — до 300 *см* и толщина — от 40 до 100 *см*.

На рис. 79 приведены примеры кладки стен подвала из бетонных блоков и показаны сборные конструкции ленточных фундаментов многоэтажных зданий.

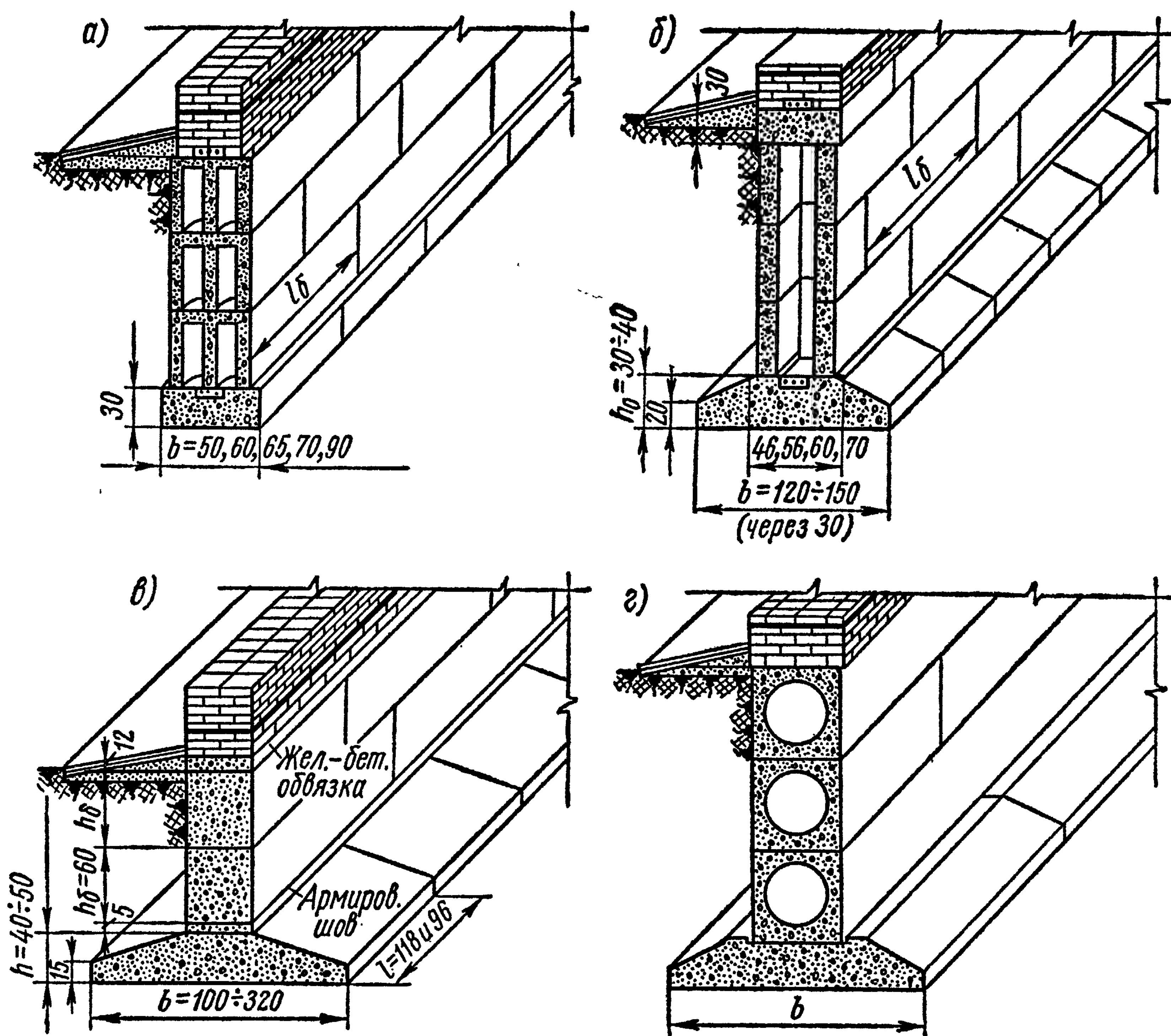


Рис. 79. Примеры конструкций сборных фундаментов с подвалом

Применяется также новый вид фундаментов — прерывистые сборные фундаменты, у которых прерывистым является нижний ряд блоков (рис. 80) [76]. Применение таких фундаментов по сравнению с фундаментами из сборных железобетонных блоков сплошной конструкции дало экономию 20% за счет снижения стоимости изготовления блоков, уменьшения их количества и числа типоразмеров.

Прерывистые фундаменты устраиваются из блоков шириной от 1,6 до 2,8 *м* и длиной 1,2 *м*. Расстояние *с* между блоками фундаментной подушки определяется по формулам:

а) по прочности

$$c = \left(\frac{b_{\text{тип}}}{b_{\text{расч}}} - 1 \right) l,$$

где $b_{\text{тип}}$ — ширина типового блока-подушки;
$b_{\text{расч}}$ — расчетная ширина фундамента;
l — длина типового блока-подушки;

б) по деформациям

$$c = \left(\frac{\omega_{\text{л}} \alpha_{\text{бл}}}{\omega_{\text{бл}} K} - 1 \right) l,$$

где $\omega_{\text{бл}}$ — коэффициент, зависящий от формы блока-подушки;
$\alpha_{\text{бл}}$ — отношение сторон блока;
$\omega_{\text{л}}$ — коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента;
K — коэффициент, учитывающий влияние соседних блоков-подушек.

Нижние фундаментные блоки-подушки укладываются на выровненную поверхность грунта или на песчаную подушку толщиной 10—15 *см*.

При прерывистых фундаментах происходит выравнивание реактивных давлений (рис. 81), вследствие чего моменты M и поперечные силы Q становятся меньше. Это дает возможность повысить нагрузку на один блок без увеличения арматуры.

Прерывистые фундаменты нельзя возводить на неоднородных грунтах, сильно отличающихся по сжимаемости, на грунтах с прослойками ила и торфа, на просадочных грунтах, а также в сейсмических районах.

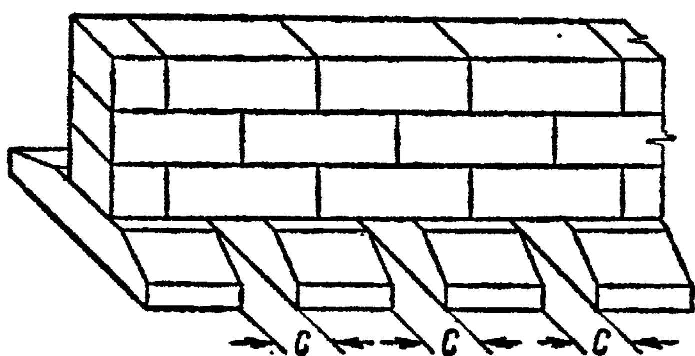


Рис. 80. Прерывистые сборные конструкции фундаментов

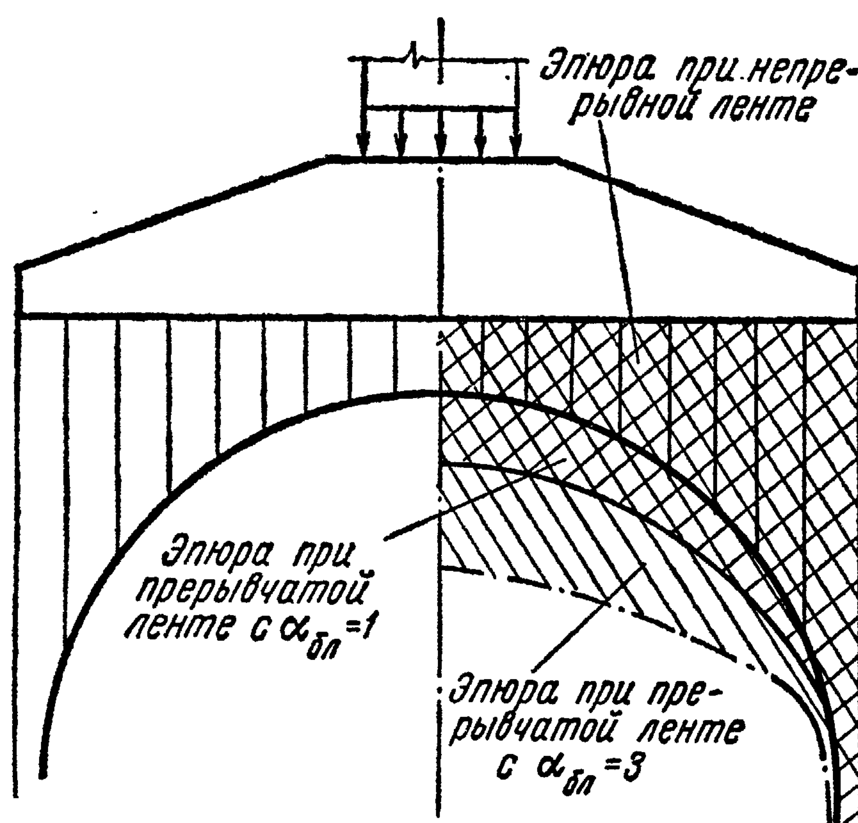


Рис. 81. Эпюры реактивных давлений под подошвой непрерывного и прерывистого фундаментов

Ленточные фундаменты можно изготовить из блоков с предварительным напряжением арматуры.

В настоящее время ленточные фундаменты стали возводить из крупноразмерных элементов-панелей [78] типа «Зигзаг» (рис. 82, *а*), с овальными пустотами (рис. 82, *б*), из решетчатых панелей с

диафрагмой (рис. 82, *в*) и ленточно-столбчатых фундаментов. Все эти конструкции начинают находить применение для ленточных фундаментов взамен блоков.

После проектирования фундамента в плане и его поперечного сечения необходимо дать его **развертку**. Под разверткой фундамента понимается продольный вертикальный разрез по его оси.

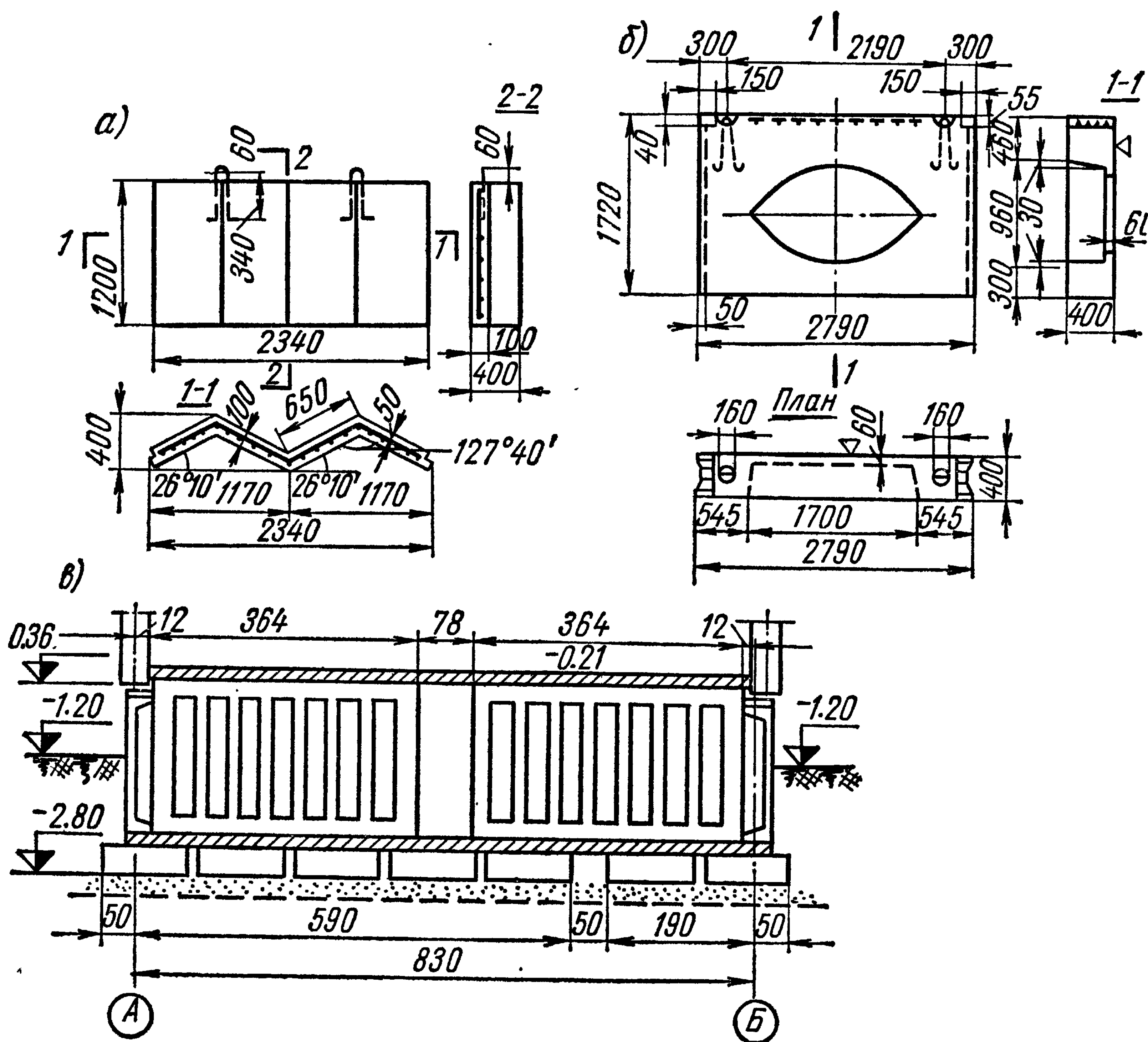


Рис. 82. Фундаменты из крупноразмерных элементов — панелей:
а — панель типа «Зигзаг»; *б* — панели с овальными пустотами; *в* —сборный экономичный фундамент из укрепленных решетчатых панелей с диафрагмой

Развертки делаются по всем характерным осям фундаментов (рис. 83). В развертках указываются отметки подошвы фундаментов, отметки тротуаров, поверхности земли, обреза фундамента, раскладка блоков, уступы и осадочные швы.

Уступы, отверстия и осадочные швы. При возведении фундаментов иногда подошву их устраивают на разных уровнях в виде уступов с горизонтальными площадками. Отношение высоты уступа *а* к его длине в плотных грунтах должно быть не более 1 : 1, причем высота уступа не должна превышать 1 *м*. В песчаных грунтах это отношение должно быть не более 1 : 2 с высотой уступа не выше 0,5 *м*.

Отверстия в фундаментных стенках, устраиваемые для проводки труб, делаются с таким расчетом, чтобы оставался зазор на осадку, а верх отверстия был бы перекрыт перемычкой.

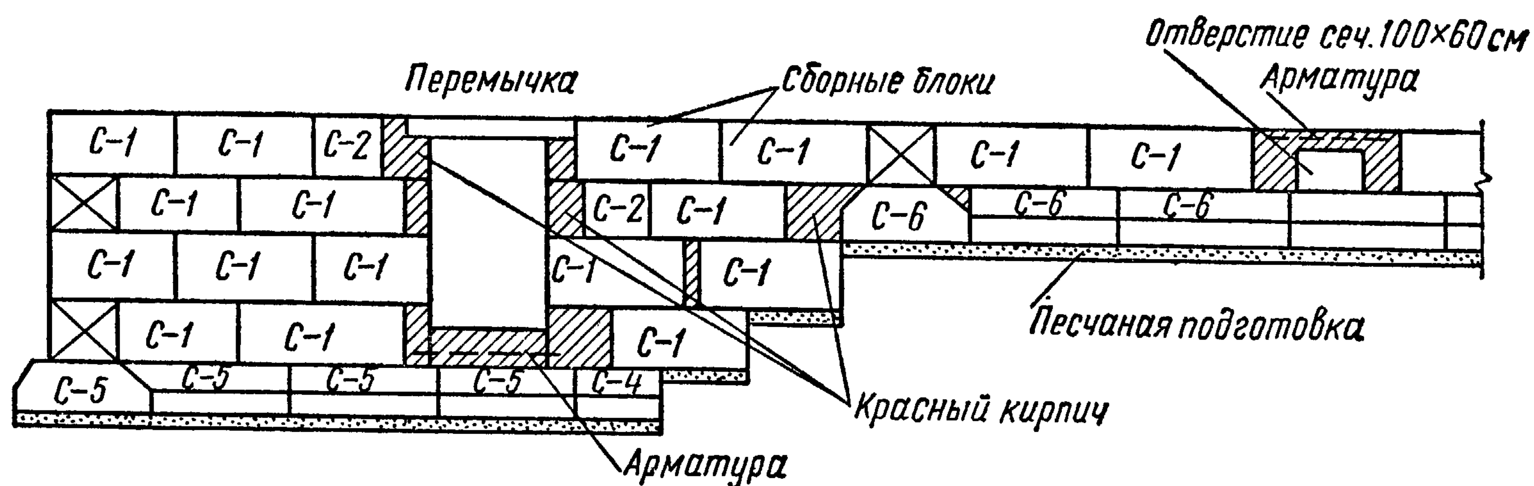


Рис. 83. Развертка фундаментов

Для предотвращения разрушения здания от неравномерных осадок устраиваются осадочные швы в его опасных местах, чтобы одна часть здания могла смещаться относительно другой в вертикальном направлении (рис. 84).

Осадочные швы разрезают здание от подошвы фундамента до конька крыши.

Осадочные швы предусматриваются в следующих случаях:

а) если предполагается резкое изменение свойств грунта основания в пределах здания;

б) когда имеется значительная разница в ширине подошвы или грубине заложения смежных частей фундамента;

в) когда разница расчетных деформаций основания выше предельной;

г) при строительстве здания на просадочных грунтах;

д) при строительстве здания по частям и в разные сроки;

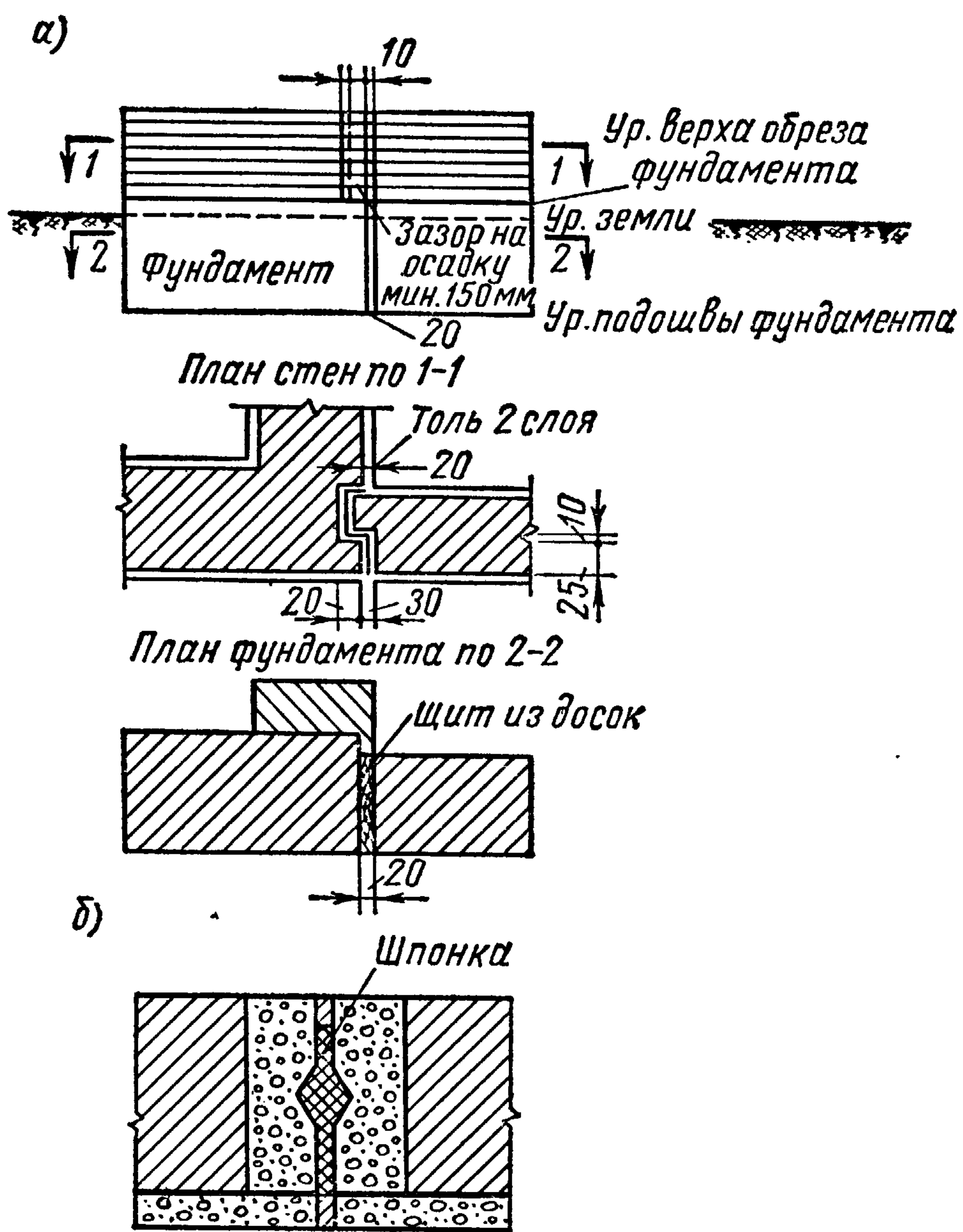


Рис. 84. Конструкции осадочных швов

е) при различной высоте отдельных частей здания с перепадом 10 *м* и выше.

Осадочные швы выполняются в фундаментной кладке чаще всего примыканием одной части к другой через прокладку в шве прос-

моленных досок толщиной 2—3 *см*, а в стенах — в виде шпунта с прокладкой двух слоев толя (рис. 84, *а*).

При несовпадении осадочного шва по вертикали в стенах и фундаментах здания нужно под выступающую часть стены дать консольную конструкцию из двутавровых балок и оставить зазор на осадку, заполненный просмоленной паклей.

При гидроизоляционных работах устройство осадочного шва усложняется применением изоляционных шпонок и прокладок. В этом случае он выполняется по трем вариантам:

I вариант (при небольших напорах воды) — вместо осадочного шва устраивают шпонки из асбестобитума, лёсса, извести и т. п. материалов (рис. 84, *б*);

II вариант — шов выполняется из шпонок с компенсаторами. Компенсатор устраивают в виде жгута-трубки (5—8 *см*) из рулонного материала без битумного заполнения. Компенсатор располагают между слоями гидроизоляции;

III вариант отличается от второго постановкой дополнительного слоя штукатурки и кирпичной защитной стенки.

Расчет ленточных фундаментов. Ленточный фундамент и естественное основание работают совместно и представляют собой единую систему «основание+фундамент». В результате этой работы возникает реактивное давление грунта по подошве фундамента.

В зависимости от конструкции различают фундаменты жесткие и гибкие. В абсолютно жестких фундаментах деформации конструкции по сравнению с деформациями основания очень малы и при расчете фундаментов не принимаются во внимание. К абсолютно жестким фундаментам относятся ленты сравнительно малой длины, у которых поперечное сечение вписывается в трапецию жесткости. Распределение давления по подошве таких фундаментов можно принимать приближенно по линейному закону, а расчет фундаментов производить по формулам сопротивления материалов.

В гибких фундаментах деформации конструкции соизмеримы с деформациями основания. Поэтому эти фундаменты правильнее рассчитывать как балки на упругом основании. Давление по их подошве распределено весьма неравномерно. К гибким фундаментам можно отнести железобетонные монолитные ленты, перекрестные ленты-ростверки и другие конструкции ленточных фундаментов.

В расчет конструктивных элементов жестких ленточных фундаментов на естественном основании входит:

1. Определение нормативных $N^{н}$ и расчетных $N_{р}$ нагрузок по подошве фундаментов с учетом собственного веса фундамента и давления грунта на уступах.

2. Определение площади подошвы $F_{ф}$ по нормативному давлению на грунт $R^{н}$ и по нормативным нагрузкам $N^{н}$. В этом случае площадь подошвы фундамента находят методом последовательного приближения с обязательным соблюдением соотношения $p_{факт} \leqslant R^{н}$.

По этому соотношению находят предварительный размер площади подошвы фундаментов.

3. Расчет площади подошвы фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям) исходя из известного соотношения расчетной величины осадки $S_{расч}$ и нормативной $f_{норм}$, т. е. $S_{расч} \leqslant f_{норм}$. Если при этих расчетах будет выдержано соотношение величин осадок и $R^{н} \geqslant R_{факт}$, то площадь определена правильно; если же $R^{н} < R_{факт}$, необходимо увеличить площадь подошвы фундамента и вновь повторить расчет до получения $S_{расч} \leqslant f_{норм}$.

Расчет по деформациям проводится для всех зданий и сооружений на основаниях, сложенных нескальными грунтами.

4. Проверка предварительно принятой глубины заложения фундаментов по первому предельному состоянию — устойчивости, по соотношению $N_{р} \leqslant Ф$. Если $N_{р} > Ф$, то нужно увеличить заглубление фундамента или изменить площадь его подошвы, и расчет на устойчивость повторить вновь.

СНиП рекомендуют рассчитывать на устойчивость только фундаменты на естественных основаниях с регулярно действующими горизонтальными нагрузками и на основаниях, ограниченных откосами или сложенных скальными грунтами.

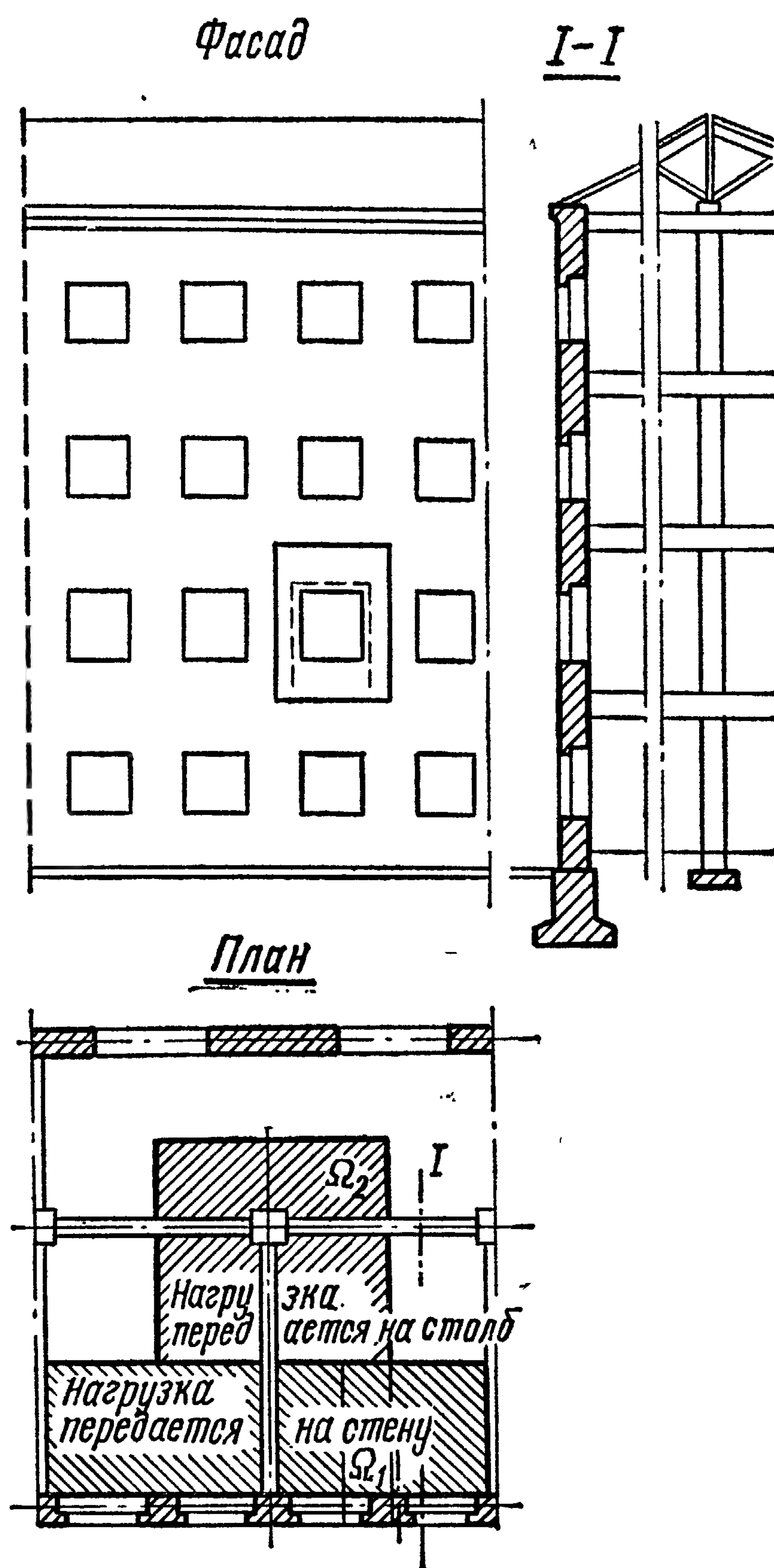


Рис. 85. Схема грузовой площади

5. Проверка конструктивно выбранных размеров элементов тела фундамента в соответствии со СНиПом и Техническими условиями — по трем предельным состояниям. В этом случае берутся расчетные нагрузки.

6. Проверка устойчивости ленточного фундамента и здания при горизонтальных нагрузках на сдвиг и опрокидывание.

Подсчет нагрузки на фундамент проводится на основании проектного задания, в котором имеются все основные размеры здания и конструктивных элементов выше фундамента.

Для подсчета нагрузок выделяют один погонный метр длины фундамента и определяют грузовую площадь, с которой будет

собираться нагрузка на фундамент (рис. 85). Все нагрузки суммируются до обреза фундамента с установлением их направления и точки приложения.

После этого выбирается конструкция фундамента, находятся дополнительные нагрузки, расположенные выше подошвы фундамента: собственный вес фундамента Q, вес грунта, расположенного на уступах фундамента, q, боковое давление земли $E_а$ (в подвальных помещениях).

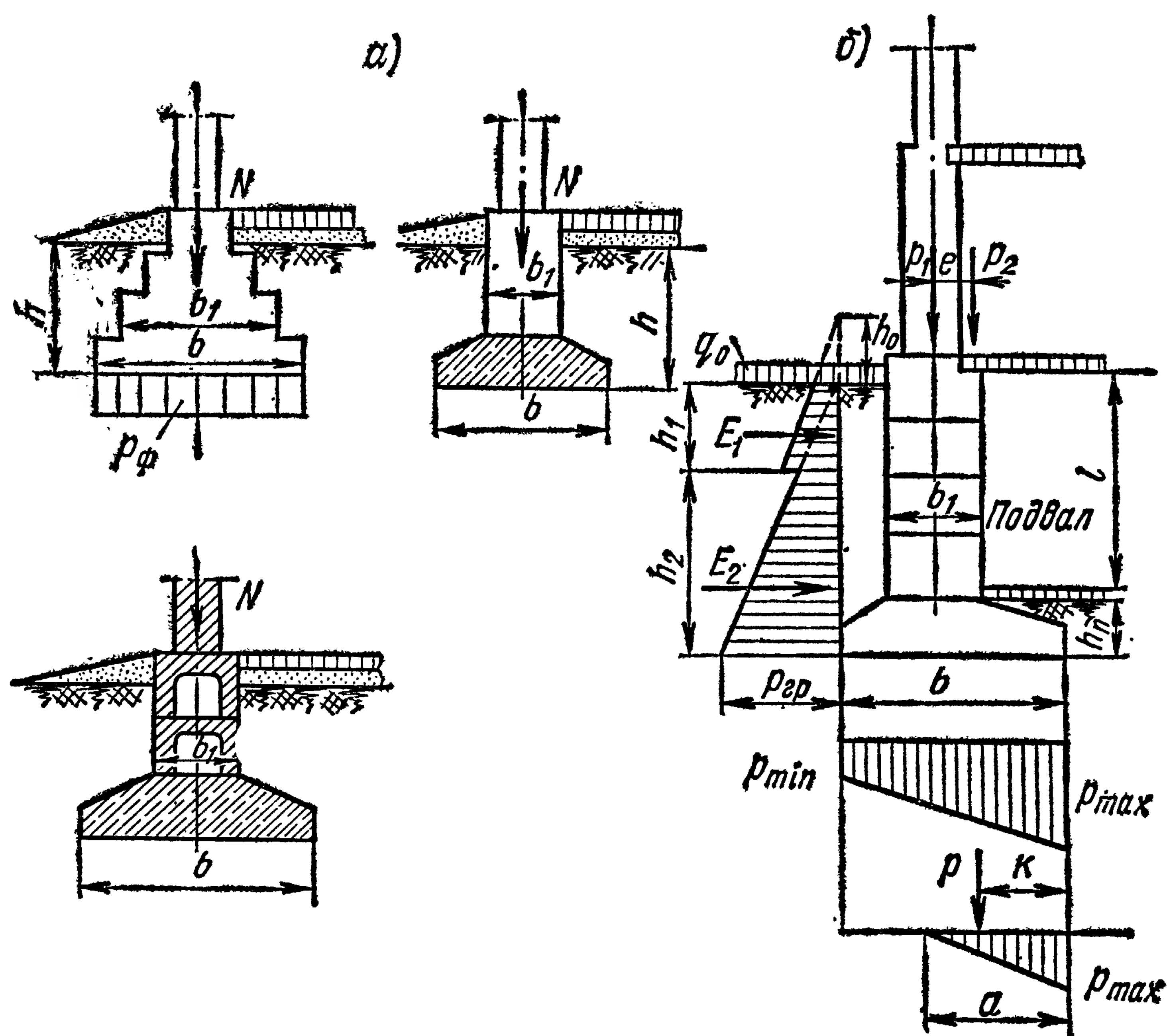


Рис. 86. Фундаменты с центральными и внецентренными нагрузками

Встречаются четыре случая нагружения фундамента:

а) центральное нагружение (рис. 86, *а*) — внутренние и наружные бесподвальные стены промышленных и гражданских зданий;

б) внецентренное нагружение (рис. 86, *б*). Эта схема равноценна приложению центральной нагрузки и момента;

в) центральная вертикальная и горизонтальная нагрузки;

г) внецентренно приложенные вертикальные и горизонтальные нагрузки.

В подвальных помещениях к вертикальным нагрузкам добавляются нагрузки от бокового давления земли $E_а$ и временная нагрузка на поверхности земли q_0, которая согласно нормам берется

от 400 до 1000 $кГ/м^2$; q_0 эквивалентна верхнему слою грунта с фиктивной высотой

$$h_0 = \frac{q_0}{\gamma_0},$$

где γ_0 — объемный вес верхнего слоя грунта.

Боковое давление p_0, вызванное внешней нагрузкой на высоте h_0, будет

$$p_0 = h_0 \gamma_{0_1} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) n,$$

где n — коэффициент перегрузки, принимаемый для связных грунтов равным 1,1 и для песков — 1,2;

φ_1 — расчетный угол внутреннего трения первого слоя грунта.

Давление на глубине h_1

$$p_1 = (h_0 + h_1)\, \gamma_{0_1} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right).$$

Величина $(h_0 + h_1)$ приводится эквивалентно к нижележащему слою грунта по формуле

$$h_0' = (h_0 + h_1) \frac{\gamma_{0_1}}{\gamma_{0_2}}.$$

Давление на глубине h_1

$$p_1 = h_0' \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) \gamma_{0_2};$$

давление на глубине h_2

$$p_2 = (h_0' + h_2)\, \gamma_{0_2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right),$$

где φ_2 — расчетный угол внутреннего трения нижележащего второго слоя грунта.

Таким же образом определяются p_2', p_3, p_3', p_4' и т. д.

По этим величинам строится эпюра давлений и находится общая равнодействующая горизонтального давления грунта на фундаментную стенку $E_а$ с приложением этой силы в центре тяжести площади трапеции.

После определения всех нагрузок, действующих на фундаментную стенку, выбирается условная схема, по которой ведется дальнейший расчет.

В проектировании имеют распространение две расчетные схемы подвальных стенок (рис. 87).

Схема 1, по которой фундаментная стена рассчитывается как консольная балка, жестко заделанная в грунт, с горизонтальной нагрузкой от грунта и вертикальными нагрузками. По этой схеме рассчитываются стены подвала в тех случаях, когда по производственным условиям вслед за возведением их нельзя устроить перекрытие над подвалом.

Схема 2, по которой фундаментная стена рассчитывается как балка, имеющая шарнирное опирание в верхней и нижней опорах, с нагрузкой от бокового давления грунта и вертикальными нагрузками $N_р$. По этой схеме жесткость заделки фундамента в грунте очень мала (по сравнению с жесткостью подвальных стен) и горизонтальная опорная реакция считается приложенной на уровне подошвы фундамента.

Выбрав одну из схем, определяют опорный момент $M_{оп}$ от горизонтальной нагрузки. Так, например, момент $M_{оп}$ для первой расчетной схемы будет $M_{оп} \approx E_{а_1}a_1 + E_{а_2}a_2$ и т. д.

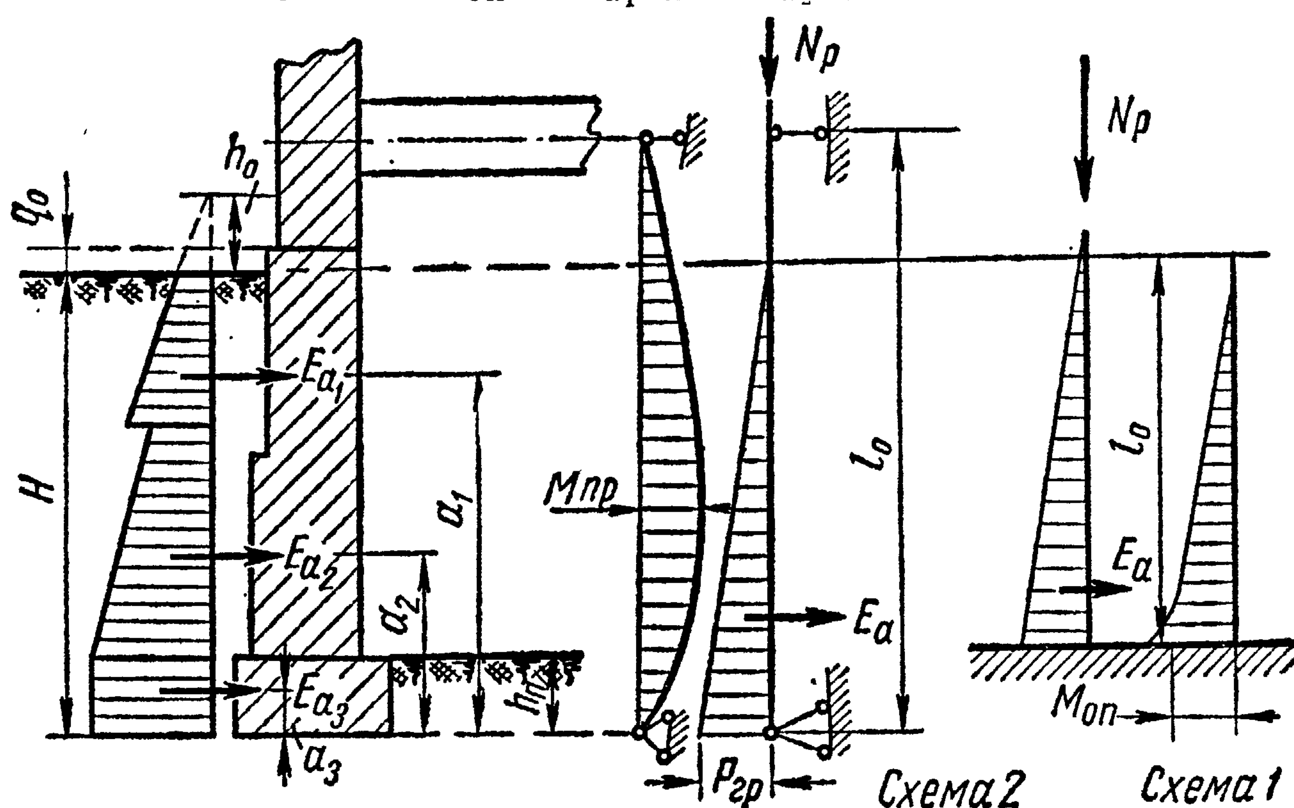


Рис. 87. Расчетные схемы для фундаментов с подвалом

Затем определяются моменты от вертикальных сил относительно центра тяжести площади подошвы фундамента M_B и после этого — суммарный момент $\Sigma M = M_{оп} + M_B$, который и вводят в расчет ширины подошвы фундамента. Суммарный момент создает эксцентриситет e, определяемый по формуле

$$e = \frac{\Sigma M}{N_р}.$$

Фактическое давление по подошве фундамента для определения p_{max} и p_{min} находится по формуле внецентренного сжатия

$$p_{\frac{max}{min}} = \frac{N_р}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W} = \frac{N_р}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right).$$

Величина p_{max} должна быть не выше 1,2 нормативного давления на грунт. Величина p_{min}, как правило, должна иметь положительное значение. В случае же отрицательного p_{min} фактическое напряжение в грунте необходимо проверить по формуле

$$p_{факт} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N_р}{Ka} \leqslant R^н,$$

где K — расстояние от наружной грани до точки приложения равнодействующей;

a — для ленточных фундаментов равно 100 *см*.

Чтобы фундамент был устойчивым, необходимо сохранить условие предельного состояния на сдвиг

$$n_{сдв} R^{н}_{сдв} \leqslant n_{у} T^{н}_{у} m, \qquad (113)$$

где $n_{сдв}$ — коэффициент перегрузки давления грунта, принимаемый по СНиП II-Б. 1—62, § 4;

$n_{у}$ — коэффициент перегрузки, принимаемый согласно СИиП II-Б. 1—62, § 2;

$T^{н}_{у}$ — сила трения по подошве фундамента, равная $T^{н}_{у} = p_{н} f$;

$p_{н}$ — сумма всех вертикальных давлений по подошве фундамента;

f — коэффициент трения.

Величина коэффициента трения (коэффициента сдвига) берется от 0,3 до 0,8 в зависимости от группы и материала фундамента.

Если по формуле (113) нормативное условие не соблюдается, то необходимо принять меры к большей устойчивости фундамента путем увеличения его веса или создания ступенчатой подошвы с общим ее наклоном к горизонту под углом α. В этом случае соотношение (113) запишется так:

$$\frac{f\left(p_{н} + R^{н}_{сдв} \operatorname{tg} \alpha\right)}{p^{н} - R^{н}_{сдв} \operatorname{tg} \alpha} \geqslant \frac{n_{сдв}}{n_{у} m}. \qquad (114)$$

Кроме рассмотренного плоского сдвига, может иметь место совместный сдвиг здания с грунтом, так называемый глубокий сдвиг. Методы проверки устойчивости при глубоком сдвиге рассмотрены ранее.

При действии на сооружение горизонтальных нагрузок возникает необходимость проверки его на опрокидывание по обычной формуле строительной механики с помощью неравенства моментов удерживающих и моментов опрокидывающих, взятых от всех сил, действующих на фундамент относительно наиболее нагруженного его ребра.

Условие предельного состояния устойчивости при опрокидывании будет

$$n_{о} M_{о} \leqslant n_{у} M^{н}_{у} m, \qquad (115)$$

где $M^{н}_{у}$ — сумма удерживающих моментов от нормативных нагрузок;

$M_{о}$ — сумма опрокидывающих моментов;

$n_{о}$ — коэффициент перегрузки (то же, что и $n_{сдв}$).

§ 2. Расчет фундаментных балок и плит на упругом основании

Этот расчет основан на совместной работе грунта основания и фундамента сооружения.

При расчете фундаментных балок и плит определяются реактивные давления грунта p_x непосредственно под подошвой фундаментной балки; изгибающие моменты M_x; перерезывающие силы Q_x, угол поворота нейтральной оси балки φ_x и прогиб нейтральной оси балки y или, что одно и то же, осадка балки в грунте S_x.

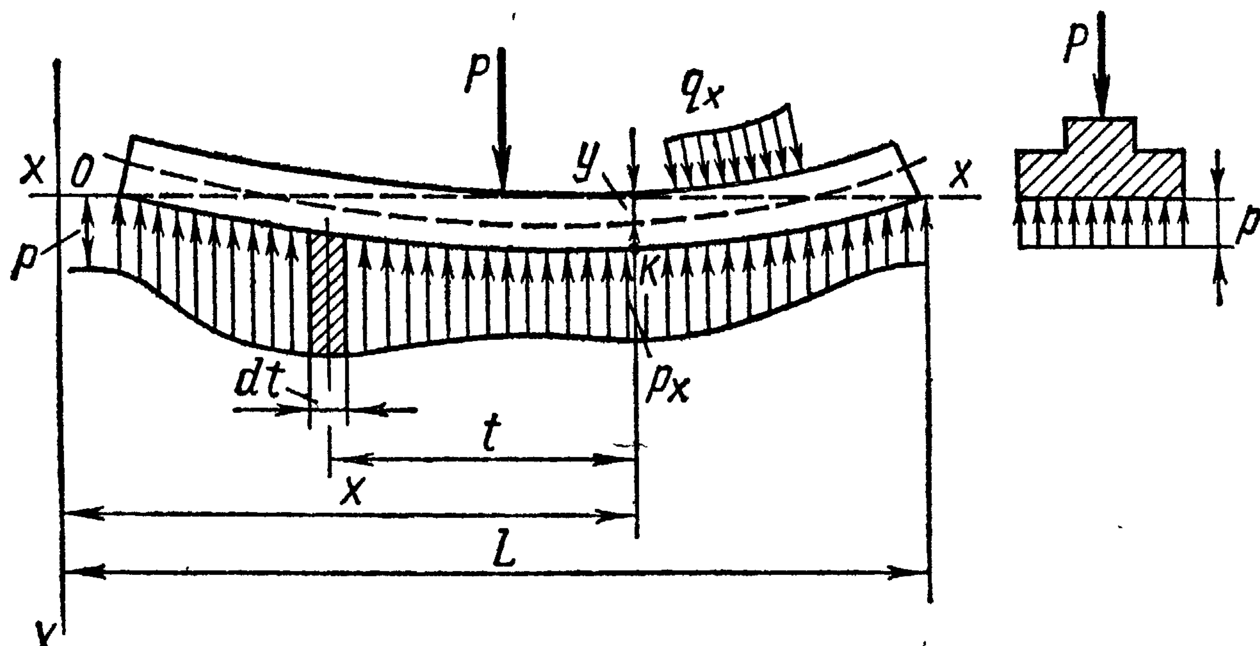


Рис. 88. Фундаментная балка на упругом основании

Эти величины можно определять, пользуясь следующими методами:

1) линейного распределения реактивных давлений грунта;

2) пропорциональности между нагрузкой грунта и его осадкой (метод Винклера или метод теории местных упругих деформаций);

3) теории упругости, базирующейся на теории общих упругих деформаций: упругой полуплоскости и упругого полупространства.

Представим себе фундаментную балку, лежащую на упругом основании и нагруженную сосредоточенной силой P или распределенной нагрузкой q_x (рис. 88).

В сечении балки с абсциссой в точке $к$ будут наблюдаться вертикальное перемещение этого сечения y и реакция упругого основания p_x, действующая на подошву балки. Эта реакция с одной стороны изгибает балку, а с другой, действуя на основание, вызывает его упругую осадку. Величину прогибов y и реакцию грунта p_x можно выразить в одном уравнении упругой линии балки в виде

$$\frac{d^4y}{dx^4} - \frac{p_x}{EI} = 0, \qquad (116а)$$

где EI — жесткость балки.

В этом уравнении величины y и p_x неизвестны, поэтому возникает необходимость в написании дополнительного уравнения, связывающего прогиб y и реактивное сопротивление основания p_x.

В зависимости от принятого дополнительного уравнения берут тот или иной метод расчета гибких фундаментов. Сначала устанавливают тип фундамента (плита или балка) и намечают расчетную схему.

Балками на упругом основании принято считать конструкцию, у которой отношение полудлины опорной площади фундамента к полуширине $\alpha \geqslant 7$; при меньшем соотношении α эти конструкции фундаментов относят к категории плит на упругом основании.

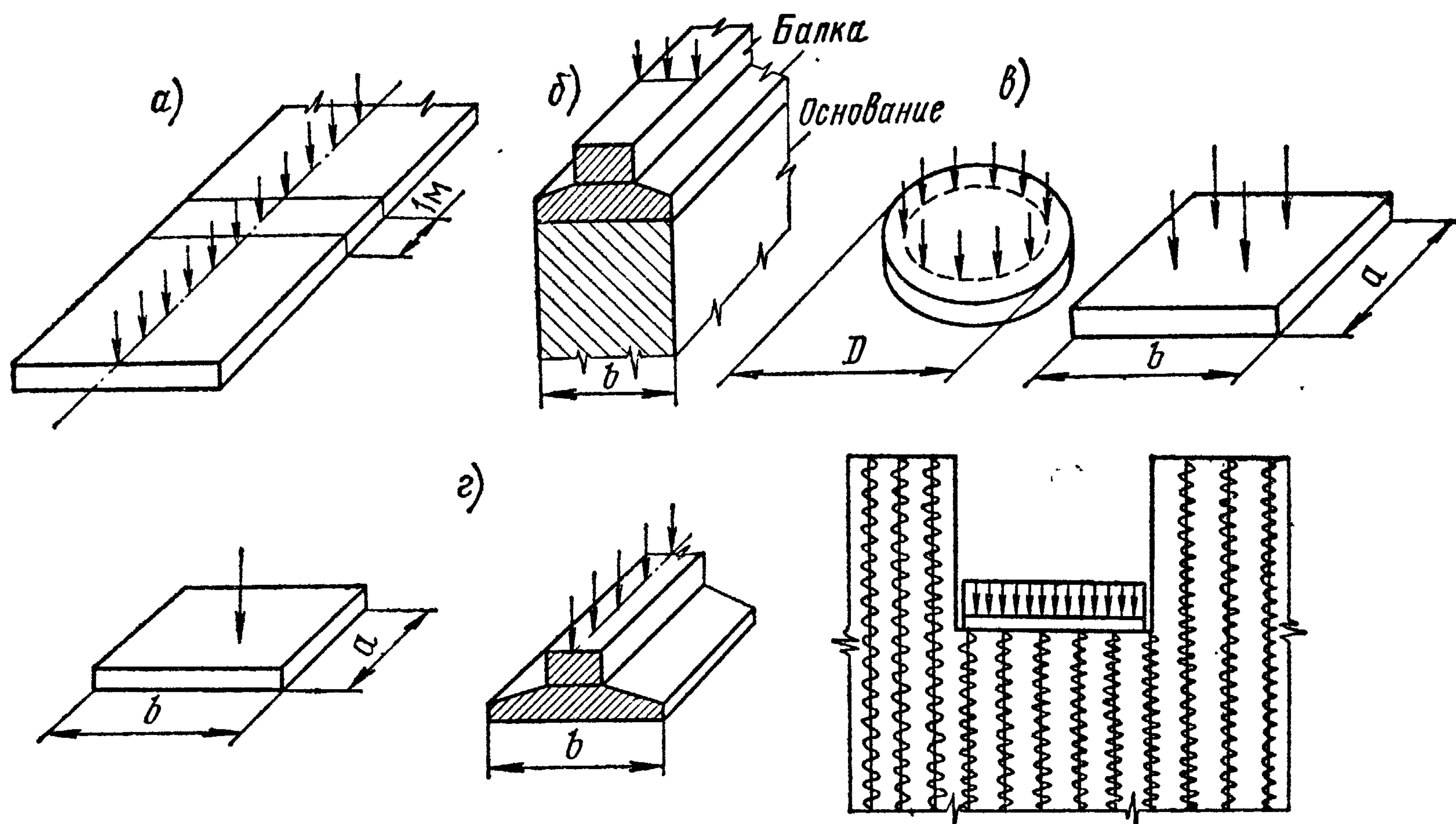


Рис. 89. Схема работы гибких конструкций фундаментов на упругом основании

Гибкие конструкции фундаментов могут быть рассчитаны по условию плоской задачи теории упругости, пространственной задачи и на основе решения задачи теории упругости с осевой симметрией.

Конструкции, рассчитываемые по плоской задаче, подразделяются на две группы: конструкции с основанием, рассчитанным по плоской деформации; конструкции с основанием, рассчитанным по плоскому напряженному состоянию.

Основание будет работать в условиях плоской деформации, если конструкция имеет удлиненную прямоугольную форму, причем вырезанный элемент в поперечном направлении будет работать в одинаковых условиях со всякой другой подобной полосой.

Условия плоской деформации применимы при расчете гибких ленточных фундаментов (рис. 89, *а*). Если конструкция опирается на полуплоскость шириной, равной ширине рассчитываемой конструкции, это будет случай плоского напряженного состояния (рис. 89, *б*).

По этой схеме можно рассчитывать фундаментные рандбалки. Конструкции с осевой симметрией разделяются на две разновид-

ности: круглые плиты на упругом основании и сплошные гибкие плиты большой протяженности, принимающие нагрузки на значительном расстоянии от края (рис. 89, *в*).

По схеме круглых плит можно рассчитывать фундаменты доменных печей, фабричных труб, днищ резервуаров, газгольдеров и т. п. По схеме сплошных гибких прямоугольных плит с осевой симметрией рассчитываются фундаментные плиты под сетку колонн, полы промышленных зданий и т. д.

Если фундаментные конструкции не подходят под вышеописанные, их рассчитывают по условию пространственной задачи теории упругости (рис. 89, *г*). Этот расчет сложнее, чем по условию плоской задачи. Но так как имеются готовые таблицы, расчет балок и плит на упругом основании значительно упрощается.

К фундаментным конструкциям, рассчитываемым по условию пространственной задачи, относятся железобетонные ленточные фундаменты (как отдельные, так и перекрестные), подкрановые пути, фундаментные подушки под отдельные колонны, сплошные фундаментные плиты большой жесткости под сетку колонн, коробчатые фундаменты многоэтажных зданий и т. п.

Расчет балок на упругом основании. Имеются три группы методов расчета балок на упругом основании:

а) первая группа основана на теории местных упругих деформаций, т. е. на гипотезе коэффициента постели;

б) вторая группа основана на теории общих упругих деформаций, т. е. на гипотезе упругого полупространства;

в) третья группа основывается на комбинированных моделях упругого основания.

Ориентировочные размеры конструкции гибких фундаментов определяются из следующих соображений.

Размеры в плане намечаются исходя из условия допустимых осадок и критической краевой нагрузки, а также из технологических и планировочных соображений.

Если толщина рассчитываемой балки не задана, то ее определяют по максимальному изгибающему моменту (предполагая прямолинейное распределение реактивных давлений).

Уточнение размеров и процент армирования балки подбирается по моментам и перерезывающим силам, которые находят по одному из трех вышеназванных методов расчета балок на упругом основании.

Расчет балок по гипотезе прямой пропорциональности. Винклер, Циммерман, Шведлер и другие предложили руководствоваться при выборе зависимости y и p_x гипотезой о пропорциональности между давлением на упругое основание и его осадкой. Эта зависимость по Винклеру выражается формулой

$$p_x = c_0 y, \qquad (117)$$

где c_0— коэффициент постели (коэффициент сопротивляемости среды).

Схематично действие реакции p_x на грунт по гипотезе Винклера можно представить, как показано на рис. 89, *г*, правая часть (предполагается, что осадка y может быть только там, где приложена нагрузка).

Если в уравнение (116, *а*) подставить вместо p_x его значение из выражения (117), то получим дифференциальное уравнение

$$\frac{d^4y}{dx^4}+4\kappa^4y=0, \qquad (116б)$$

где

$$\kappa=\sqrt[4]{\frac{c_0}{4EI}}.$$

Решив уравнение (116б), получим

$$y=e^{\kappa x}(C_1\cos\kappa x+C_2\sin\kappa x)+e^{\kappa x}(C_3\cos\kappa x+C_4\sin\kappa x). \qquad (118а)$$

Получив решение для y, можно найти с помощью производных угол поворота φ_x, изгибающие моменты M_x, поперечные силы Q_x и реактивные давления p_x по выражениям:

$$\varphi_x=\frac{dy}{dx}; \quad M_x=-EI\frac{d^2y}{dx^2};$$

$$Q_x=-EI\frac{d^3y}{dx^3}; \quad p_x=EI\frac{d^4y}{dx^4}.$$

Решение упрощается при бесконечно длинной балке, так как на концах такой балки y стремится к нулю. В этом случае $C_1=C_2=0$.

Произвольные постоянные C_1, C_2, C_3 и C_4 можно определить с помощью так называемых начальных параметров: прогиба y_0, угла наклона φ_0, изгибающего момента M_0, поперечной силы Q_0, отнесенных к некоторому начальному сечению балки.

Если в уравнение (118 а) и в выражение его производных подставить значение аргумента $x=0$, то можно получить величины произвольных постоянных:

$$C_1=y_0; \quad C_2=\frac{1}{2\kappa}\cdot\varphi_0+\frac{1}{4\kappa^3EI}\cdot Q_0;$$

$$C_3=\frac{1}{2\kappa}\cdot\varphi_0-\frac{1}{4\kappa^3EI}\cdot Q_0; \quad C_4=\frac{1}{2EI\kappa^2}\cdot M_0.$$

Подставив эти величины в уравнение прогиба (118 а), заменяя жесткость EI величиной $\frac{c_0}{4\kappa^4}$, можно получить формулу для прогиба балки

$$y=y_0A_x+\frac{\varphi_0}{\kappa}B_x+\frac{4\kappa^2}{c_0}M_0C_x+\frac{4\kappa}{c_0}Q_0D_x. \qquad (118б)$$

где y_0 — осадка балки в начале координат;

φ_0 — угол поворота балки в начале координат при осадке y_0;

M_0 — момент в точке угла поворота φ_0;

Q_0 — поперечная сила в этом же сечении;

A_x, B_x, C_x, D_x — гиперболо-тригонометрические функции, равные:

$$\begin{cases} A_x = \operatorname{ch} \kappa x \cos \kappa x; \\ B_x = \frac{1}{2} (\operatorname{ch} \kappa x \sin \kappa x + \operatorname{sh} \kappa x \cos \kappa x); \\ C_x = \frac{1}{2} \operatorname{ch} \kappa x \sin \kappa x; \\ D_x = \frac{1}{4} (\operatorname{ch} \kappa x \sin \kappa x - \sin \kappa x \cos \kappa x). \end{cases}$$

Величины A_x, B_x, C_x и D_x можно определить по таблицам [53].

Зная y из уравнения (118 б), можно получить формулы для определения угла поворота φ_x, изгибающего момента M_x в любой точке x и поперечной силы Q_x сечения x:

$$\left.\begin{cases} \varphi_x = \varphi_0 A_x + \frac{4\kappa^3}{c_0} \Sigma M B_x - \frac{4\kappa^2}{c_0} \Sigma P C_x - 4\kappa y_0 D_x; \\ M_x = \Sigma M A_x - \frac{1}{\kappa} \Sigma P B_x - \frac{c_0 y_0}{\kappa^2} C_x - \frac{c_0 y_0}{\kappa^3} D_x; \\ Q_x = - \Sigma l A_x \frac{c_0 y_0}{\kappa} B_x - \frac{c_0 y_0}{\kappa^2} C_x - 4\kappa \Sigma M D_x, \end{cases}\right\} \quad (119)$$

$\sum P$ — внешние сосредоточенные силы, действующие на балку;

$\sum M$ — внешние моменты, приложенные к балке.

Проследим на отдельных характерных примерах ход решения по определению M_x и Q_x при расчете балок на упругом основании по гипотезе Винклера.

Пример 1. Балка нагружена сосредоточенной силой на левом конце (рис. 90).

Сначала находят два неизвестных параметра: угол поворота φ_0 и прогиб балки y_0, для чего составляются уравнения, выражающие граничные условия на правом конце балки при $x=l$.

При этом $M_l=0$; $Q_l=0$.

В соответствии с формулами (119) можно написать:

$$\left.\begin{aligned} M_l &= \frac{c_0}{\kappa^2} y_0 C_l - \frac{c_0}{\kappa^3} \varphi_0 D_l - \frac{P}{\kappa} B_l = 0; \\ Q_l &= - \frac{c_0}{\kappa} y_0 B_l - \frac{c_0}{\kappa^2} \varphi D_l - P A_l = 0, \end{aligned}\right\} \quad (120)$$

где гиперболо-тригонометрические коэффициенты A_l, B_l, C_l, D_l соответствуют аргументу κl.

Решая уравнения (120) относительно φ_0 и y_0, будем иметь

$$\begin{aligned} -y_0\frac{c_0}{\kappa} &= \frac{B_lC_l - A_lD_l}{C_l^2 - B_lD_l}\cdot P; \\ -\varphi_0\frac{c_0}{\kappa} &= -\frac{B_l^2 - A_lC_l}{C_l^2 - B_lD_l}\cdot P. \end{aligned} \tag{121}$$

Зная y_0 и φ_0, можно написать уравнение моментов и поперечных сил в любом сечении балки в виде

$$\left.\begin{aligned} M_x &= -\frac{c_0}{\kappa^2}y_0C_x - \frac{c_0}{\kappa^3}\varphi_0D_x - \frac{1}{\kappa}PB_x; \\ Q_x &= -\frac{c_0}{\kappa}y_0B_x - \frac{c_0}{\kappa^2}\varphi_0C_x - PA_x. \end{aligned}\right\} \tag{122}$$

Пример 2. Имеется ленточный фундамент длиной $l=5$ *м*, шириной $b=1{,}0$ *м* и высотой $h=0{,}5$ *м*; модуль упругости фундаментной балки $E=2{,}1\cdot 10^6$ *Т/м²*; коэффициент постели $c_0=5700$ *Т/м³*.

Решение. Момент инерции поперечного сечения балки

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1\cdot 0{,}5^3}{12} = \frac{1}{96}\ м^4.$$

Постоянная величина балки

$$\kappa = \sqrt[4]{\frac{c_0}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{5700\cdot 96}{4\cdot 2{,}1\cdot 10^6}} = 0{,}5\ {}^1/м.$$

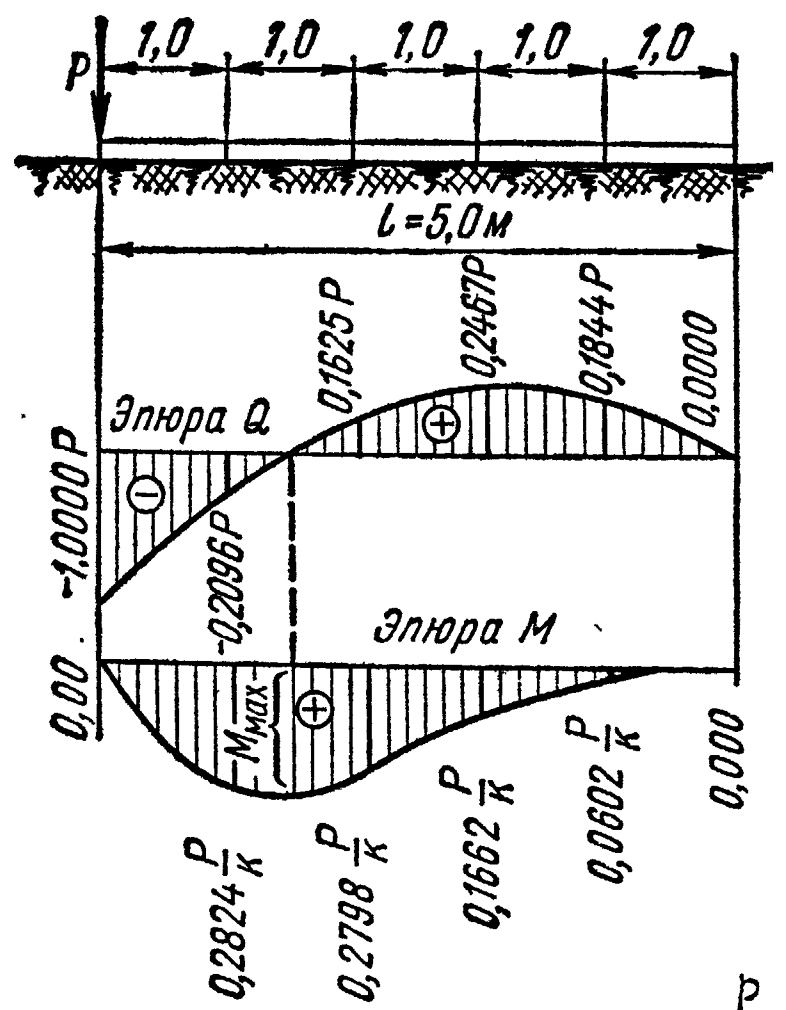


Рис. 90. Эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил

Из таблицы [53] выписываются значения гиперболо-тригонометрических функций A_x, B_x, C_x и D_x, соответствующих аргументу κx (при $x_1=1$; $x_2=2$ и т. д.). Тогда по уравнению (120) величина поперечной силы

$$\begin{aligned} Q_{x_1} &= 2{,}07359PB_x - 2{,}03951PC_x - PA_x = \\ &= (A_x + 2{,}07359B_x - 2{,}03951C_x)\,P. \end{aligned}$$

Изгибающие моменты для любого сечения балки определяются по формуле (122):

$$\begin{aligned} M_x &= -\frac{c_0}{\kappa^2}y_0C_x - \frac{c_0}{\kappa^3}\varphi_0D_x - \frac{1}{\kappa}PB_x = \\ &= (-B_x + 2{,}07359C_x - 2{,}03951D_x)\frac{P}{\kappa}. \end{aligned}$$

Эпюры Q и M балки представлены на рис. 90 в зависимости от P и $\frac{P}{\kappa}$.

Пример 3. Балка загружена двумя сосредоточенными силами по концам.

При условии, что на правом конце балки при $x=l$ $M_l=0$ и $Q_l=P$ можно написать выражения для M_l и Q_l:

$$M_l = -\frac{c_0}{\kappa} y_0 C_l - \frac{c_0}{\kappa^3} \varphi_0 D_l - \frac{1}{\kappa} P B_l = 0;$$

$$Q_l = \frac{c_0}{\kappa} y_0 B_l - \frac{c_0}{\kappa^2} \varphi_0 C_l - P A_l = 0.$$

Из этих уравнений находятся неизвестные величины начальных параметров, после чего нетрудно определить неизвестные изгибающие моменты и поперечные силы в любом сечении балки по ее длине.

Пример 4. Балка загружена двумя сосредоточенными силами, расположенными симметрично относительно ее середины.

Как и в предыдущих примерах, сначала находят начальные параметры φ_0 и y_0, используя симметрию балки и нагрузки: при $x=l$ $Q=0$ и $\varphi_0=0$.

Запишем исходные уравнения:

$$-\frac{c_0}{\kappa} y_0 B_l - \frac{c_0}{\kappa^2} \varphi_0 C_l - P A_S = 0;$$

$$-4\kappa c_0 y_0 D_l + \varphi_0 c_0 A_l - 4\kappa^2 P C_S = 0.$$

Из формул (121) определяем неизвестные φ_0 и y_0:

$$-y_0 \frac{c_0}{\kappa} = \frac{A_S A_l + 4C_S C_l}{A_l B_l + 4C_l D_l} \cdot P;$$

$$-\varphi_0 \frac{c_0}{\kappa} = -\frac{B_l C_S - A_S D_l}{A_l B_l - 4C_l D_l} \cdot 4P.$$

Если принять $A_S A_l + 4C_S C_l = R_1$ и $4(D_l A_S - B_l C_S) = R_2$,

то
$$-y_0 \frac{c_0}{\kappa} = \frac{R_1}{N_3^{(l)}} \cdot P; \quad -\varphi_0 \frac{c_0}{\kappa^2} = \frac{R_2}{N_3^{(l)}} \cdot P,$$

где $N_3^{(l)} = A_l B_l + 4C_l D_l$;

A_S, C_S — безразмерные коэффициенты, взятые для точек балки на расстоянии S от точки приложения силы P до середины балки.

Пример 5. Балка загружена на концах двумя моментами. В данном случае при $x=l$ $Q_l=0$ и $M_l=M_2$.

Из формул (121) определяем φ_0 и y_0:

$$-y_0\frac{c_0}{\kappa^2}=\frac{(M_2-M_1A_l)\,C_l-4M_1D_l^2}{C_l^2-B_lD_l};$$

$$-\varphi_0\frac{c_0}{\kappa^3}=\frac{4M_1D_lC_l-(M_2-M_1A_l)\,B_l}{C_l^2-B_lD_l}.$$

В методике расчета балок на упругом основании по гипотезе Циммермана — Винклера имеются два существенных недостатка:

1. Коэффициент постели c_0 не имеет физического смысла и является величиной условной, так как по нему невозможно учесть изменение площади фундамента (c_0 меняется в зависимости от изменения площади подошвы фундамента). Основной причиной неопределенности коэффициента постели можно считать наличие разгружающих срезывающих усилий по периметру штампа, которые при расчете по этому методу не учитываются.

2. Осадка основания принимается только в месте приложения нагрузки. Между тем доказано, что осадка почти для всех грунтов наблюдается и за пределами нагруженного участка. По этому методу расчета невозможно учесть зависимость осадки от величины площади загружения.

В силу этих обстоятельств теория расчета балок на упругом основании совершенствовалась в двух направлениях: по устранению дефектов в процессе интегрирования основного дифференциального уравнения и по усовершенствованию вида дополнительного уравнения.

П. Л. Пастернак предложил способ расчета фундаментов на упругом основании, который использует два коэффициента постели — c_1 и c_2. c_1 в *кГ/см*^{3} (коэффициент сжатия) связывает, как и по Винклеру, интенсивность вертикального отпора грунта с его перемещением вдоль оси x:

$$p=c_1y. \qquad (123а)$$

c_2 в *кГ/см*^{2} (коэффициент сдвига) дает возможность выразить интенсивность вертикальной силы сдвига τ:

$$\tau=c_2\frac{dx}{dy}. \qquad (123б)$$

Расчет балок по гипотезе упругого полупространства. Указанные выше недостатки гипотезы Винклера заставили искать новые решения. В настоящее время имеет место гипотеза, рассматривающая грунт как упругое полупространство, по которой учитываются осадки в определенной точке под подошвой фундамента не только от действующей на нее силы, но и от соседнего грунта.

Конструкции по этой теории в зависимости от их типа рассчитываются также по одной из трех задач теории упругости: а) плоской задаче; б) задаче с осевой симметрией; в) пространственной задаче.

Определение значений реактивных давлений, перерезывающих сил и изгибающих моментов в балках на упругом полупространстве можно определять по М. И. Горбунову-Посадову, который предлагает рассчитывать балки с помощью составленных им таблиц [26].

В случае плоской задачи теории упругости порядок расчета сводится к следующему.

Сначала определяется показатель гибкости балки t из выражения

$$t = \frac{(1-\mu^2)\,\pi E_0 b l^3}{(1-\mu_0^2)\,4EI}, \qquad (124)$$

где l — полудлина балки;
b — полуширина балки;
E — модуль упругости материала балки;
E_0 — модуль деформации основания;
μ_0 и μ — коэффициенты Пуассона соответственно для грунта основания и материала балки.

В зависимости от показателя гибкости балки разделяются на следующие категории:

при $t < 1$ — абсолютно жесткие балки
» t от 1 до 10 — балки с конечной длиной и конечной жесткостью
» $t > 10$ — бесконечно длинные балки, если расстояние от силы до ближайшего конца балки больше, чем $2h\sqrt{\frac{E}{6E_0}}$ (где h — высота балки).

М. И. Горбунов-Посадов составил таблицы для сечений балки, определяемых относительной координатой $\xi = \frac{x}{L_0}$, где L_0 названа приведенной длиной или упругой характеристикой балки, которая определяется по формулам:

а) для балок, рассчитываемых по условиям плоской задачи,

$$L_0 = \sqrt[3]{\frac{2EI\,(1-\mu_0^2)}{bE_0\,(1-\mu^2)}} = l\sqrt[3]{\frac{\pi}{2t}};$$

б) для балок, рассчитываемых по условиям пространственной задачи,

$$L_0 = \sqrt[3]{\frac{2EI\,(1-\mu_0^2)}{bE_0}},$$

где b — полуширина балки;
l — полудлина балки.

Для балок, имеющих конечную длину, равную 2 l, из таблиц берутся безразмерные коэффициенты $\overline{p}$, $\overline{Q}$ и $\overline{M}$, на основе которых вычисляются действительные изгибающие моменты, перерезывающие силы и реактивные давления в зависимости от внешних нагрузок: равномерно распределенной q в $T/м^2$, сосредоточенных сил P в T и моментов M в $T \cdot м$ (табл. 24).

Таблица 24

Расчетная величина	Расчетные формулы в зависимости от нагрузок		
	q, $T/м^2$	P, T	M, $T \cdot м$
p_x	$\overline{p}q$	$\overline{p}\frac{P}{bl}$	$\overline{p}\frac{M}{bl^2}$
Q_x	$\overline{Q}blq$	$\overline{Q}P$	$\overline{Q}\frac{M}{l}$
M_x	$\overline{M}bl^2q$	$\overline{M}Pl$	$\overline{M}M$

Для длинных балок (бесконечных и полубесконечных) l, указанное в таблице, заменяется приведенной длиной L_0.

Пример 6. Дана железобетонная балка таврового сечения длиной $L=2\ l=14$ *м*, шириной $b'=2b=2$ *м* и высотой $h=0{,}7$ *м*. Балка нагружена четырьмя сосредоточенными силами $P=100$ *T* каждая, расположенными от левого конца балки на 1; 5; 9 и 13 *м* (рис. 91). Модуль упругости балки $E=2{,}0 \cdot 10^6$ $T/м^2$, модуль сжатия грунта $E_0=2000$ $T/м^2$, коэффициенты Пуассона $\mu=0{,}17$ и $\mu_0=0{,}35$.

Определить и построить эпюры p, M, Q и S.

Решение. 1. Момент инерции балки таврового сечения в два раза меньше момента инерции балки прямоугольного сечения с той же шириной и высотой, т. е.

$$I=\frac{b'h^3}{2 \cdot 12}=\frac{2 \cdot 0{,}7^3}{2 \cdot 12}=0{,}0283\ м^4.$$

2. Показатель гибкости

$$t=\frac{\pi}{4} \cdot \frac{E_0 bl^3}{(1-\mu_0^2)\,EI}=\frac{3{,}14 \cdot 2000 \cdot 1 \cdot 7^3}{4\,(1-0{,}35^2) \cdot 2{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0283}=10{,}9.$$

3. Упругая характеристика балки

$$L_0=\sqrt[3]{\frac{2EI\,(1-\mu_0^2)}{bE_0}}=\sqrt[3]{\frac{2 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0283\,(1-0{,}35^2)}{1 \cdot 2000}} \approx 3{,}65\ м.$$

Приведенные величины к упругой характеристике балки:

а) полудлина $\lambda = \frac{l}{L_0} = \frac{700}{365} = 1,92;$

б) полуширина $\beta = \frac{b'}{2L_0} = \frac{200}{2 \cdot 365} = 0,27.$

Согласно показателю гибкости t и приведенным величинам λ и β балку можно считать длинной.

Таблицу, по которой будем проводить расчет, выбираем в соответствии с полученной величиной $\beta = 0,27$. Близкой к этой величине есть таблица для $\beta = 0,3$.

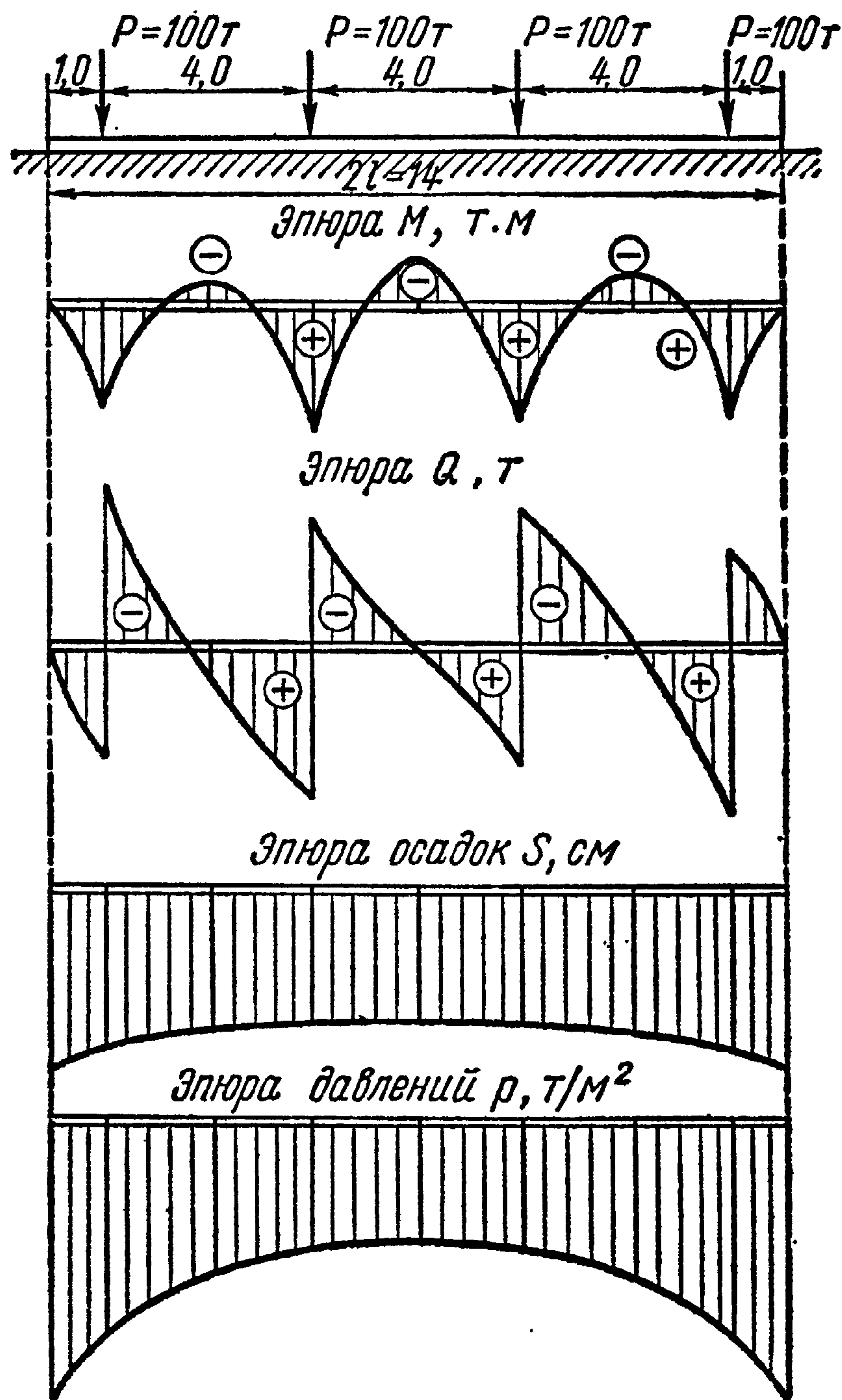


Рис. 91. Эпюры M, Q, S и p

Затем определяем величины приведенных расстояний от точки приложения каждой из сосредоточенных сил до левого

$$\alpha_{лi} = \frac{d_{лi}}{L_0}$$

и до правого $\alpha_{пi} = \frac{d_{пi}}{L_0}$ конца балки ($d_{лi}$ и $d_{пi}$ — абсолютные расстояния соответственно от левого и правого конца балки до силы P_i).

Приведенные расстояния от левого конца до соответствующих сил P_1, P_2, P_3 и P_4 будут:

$$\alpha_{л1} = \frac{100}{365} = 0,27 \approx 0,30;$$

$$\alpha_{л2} = \frac{500}{365} \approx 1,4;$$

$$\alpha_{л3} = \frac{900}{365} \approx 2,5;$$

$$\alpha_{л4} = \frac{1300}{365} \approx 3,6.$$

Приведенные расстояния от правого конца балки до сосредоточенных сил $\alpha_{пi} = 2\lambda - \alpha_{лi}$.

Тогда

$$\alpha_{п1} = 3,84 - 0,3 = 3,54; \quad \alpha_{п2} = 3,84 - 1,4 = 2,44;$$

$$\alpha_{п3} = 3,84 - 2,5 = 1,34; \quad \alpha_{п4} = 3,84 - 3,6 = 0,24.$$

Из таблиц берутся безразмерные коэффициенты $\overline{M}$, $\overline{Q}$ и $\overline{p}$ в зависимости от α и $\xi = \frac{x}{L_0}$. По формулам табл. 24 определяются M, Q и p от каждой силы отдельно и результаты суммируются.

По полученным данным строятся соответствующие эпюры (см. рис. 91).

Балки на упругом основании можно рассчитывать методом проф. Б. Н. Жемочкина [41] (теоретические основы этого метода были даны в гл. 2 разд. II). Порядок расчета сводится к следующему:

1) выбирают наиболее рациональную расчетную схему и намечают число участков, на которые разбивается балка, так чтобы длина участка была приблизительно равна ширине балки ($a \approx b$). В случае симметричной схемы балки заделку балки намечают по оси симметрии, что позволит сократить в два раза число неизвестных. При несимметричной нагрузке балку делят на симметричную и обратносимметричную и рассчитывают ее дважды, что также сокращает число неизвестных в два раза;

2) составляют канонические уравнения и уравнения равновесия;

3) определяются коэффициенты $\delta_{\kappa i}$ и $\Delta_{\kappa i}$ для действия единичных сил X_i и внешней нагрузки;

4) решается система уравнений и находятся искомые усилия X_i;

5) строят ступенчатую эпюру реактивных давлений;

6) по эпюре реактивных давлений и схеме внешних нагрузок строят эпюру моментов и перерезывающих сил;

7) подбирают сечение конструктивных элементов балки.

Расчет балок на упругом основании по методу проф. И. А. Симвулиди сводится к следующему [9]:

1) выбирают расчетную схему и геометрические размеры балки;

2) определяют показатель гибкости t;

3) определяют коэффициенты в соответствии с выбранной расчетной схемой для подстановки их в исходные формулы;

4) находят реактивные давления p_x, перерезывающие силы Q_x и изгибающие моменты M_x;

5) подбирают сечение фундаментной балки и ее армирование.

Пример 7. Возьмем условие задачи из предыдущего примера.

Решение. 1. Определяем показатель гибкости по формуле

$$t = \frac{\pi E_0 L^3}{EI} = \frac{3{,}14 \cdot 2000 \cdot 14^3}{2{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0283} \approx 300.$$

Так как таблицы составлены только для двух сосредоточенных сил, расположенных в произвольном месте, но симметрично середины балки, то расчет p, M и Q проводим дважды: сначала для двух сил, расположенных на 1 *м* от края балки, а затем для двух сил — на расстоянии 5 *м* от края балки.

Находим приведенные величины

$$\xi = \frac{x}{L} = \frac{x}{14} \text{ и } \beta_{31} = \frac{l_{31}}{L} = \frac{1}{14} \approx 0{,}07.$$

Реактивное давление

$$p_x = \overline{p} \cdot \frac{P}{bL} = \overline{p} \cdot \frac{100}{2 \cdot 14} = \overline{p} \cdot 3{,}57.$$

$$p_{x=0} = 3{,}57 \cdot 4{,}836 = 17{,}26\ T/м^2;$$

$$p_{x=1,4} = 3{,}57 \cdot 3{,}305 = 11{,}78\ T/м^2;$$

$$p_{x=2,8} = 3{,}57 \cdot 2{,}114 = 7{,}55\ T/м^2;$$

$$p_{x=4,2} = 3{,}57 \cdot 1{,}262 = 4{,}5\ T/м^2;$$

$$p_{x=5,6} = 3{,}57 \cdot 0{,}751 = 2{,}68\ T/м^2;$$

$$p_{x=7} = 3{,}57 \cdot 0{,}581 = 2{,}08\ T/м^2.$$

Поперечные силы

$$Q_x = \overline{Q} P;$$

$$Q_{x=0} = 100 \cdot 0 = 0; \quad Q_{x=1,4} = 100 \cdot 0{,}404 = 40{,}4\ T;$$

$$Q_{x=2,8} = 100\,(-0{,}328) = 32{,}8\ T;$$

$$Q_{x=4,2} = 100\,(-0{,}161) = -16{,}1\ T;$$

$$Q_{x=5,6} = 100\,(-0{,}064) = -6{,}4\ T; \quad Q_{x=7} = 0.$$

Изгибающие моменты

$$M_x = \overline{M} PL = 100 \cdot 14\,\overline{M} = 1400\overline{M}; \quad M_{x=0} = 0;$$

$$M_{x=1,4} = 1400 \cdot 0{,}022 = 30{,}8\ T \cdot м;$$

$$M_{x=2,8} = 1400\,(-0{,}024) = -33{,}6\ T \cdot м;$$

$$M_{x=4,2} = 1400\,(-0{,}048) = -67{,}2\ T \cdot м;$$

$$M_{x=5,6} = 1400\,(-0{,}059) = -82{,}6\ T \cdot м;$$

$$M_{x=7} = 1400\,(-0{,}062) = -86{,}8\ T \cdot м.$$

2. Ход расчета будет таким же, что и для первой половины задачи, с той лишь разницей, что приведенная величина β будет равна $\beta = \frac{5}{14} \approx 0{,}4$, для которой и берется в таблице соответствующая горизонтальная строка. Величины p, M и Q, полученные для двух схем нагрузок, алгебраически суммируются по соответствующим сечениям балки и по этим результатам строятся эпюры p, M и Q.

Из приведенных расчетов балок на упругом основании наибольшего внимания заслуживают методы, разработанные проф. Жемочкиным и проф. Симвулиди, так как они представлены в наиболее доступной для инженера форме расчета.

Расчет фундаментных балок по задаче упругого пространства (пространственная задача). В том случае, когда отношение $\frac{l}{b} \geqslant 14$, балку рассчитывают по условию пространственной задачи.

В этом случае определяют:

1) жесткость балки в поперечном направлении по формуле

$$t_{п}=\frac{3\pi}{8}\cdot\frac{(1-\mu^2)E_0b^3}{(1-\mu_0^2)Eh^3},$$

где h — высота балки;

2) жесткость балки $t_{пр}$ в продольном направлении по формуле

$$t_{пр}=\frac{\pi}{4}\cdot\frac{E_0bl^3}{(1-\mu_0^2)EI}.$$

В соответствии с полученными вычислениями определяют степень жесткости балки, пользуясь табл. 25.

Таблица 25

$\frac{l}{b}$	Жесткие балки	$\frac{l}{b}$	Гибкие балки: короткие	Гибкие балки: длинные
3, 5, 7	$t \leqslant 1$	3, 5	$t=1$ до 65	$t>65$
		7	$t=1$ до 12,5	$t>12{,}5$
		10	$t=1$ до 1,5	$t>1{,}5$
10, 50	$t \leqslant 0{,}5$	50	$t=0{,}5$ до 1,5	$t>1{,}5$

М. И. Горбуновым-Посадовым [26] составлены таблицы безразмерных величин реактивных давлений $\bar{p}_0$, перерезывающих сил $\bar{Q}_0$, изгибающих моментов $\bar{M}_0$, углов поворота $\bar{\varphi}_0$ и осадки балки $\bar{S}_0$ для жестких балок от действия сосредоточенной силы и момента и для гибких — от сосредоточенной силы.

При расчете жестких балок заданную нагрузку приводят к сосредоточенной силе P_0 и моменту M_0, приложенным в середине балки. Для длинных балок таблицы составлены в случае действия сосредоточенной силы, приложенной на расстоянии

$$\alpha_л=\frac{d_л}{L_0} \text{ и } \alpha_п=\frac{d_п}{L_0},$$

где $d_л$ и $d_п$ — расстояние силы соответственно до левого и правого концов балки;

L_0 — упругая характеристика или приведенная длина балки.

Чтобы получить действительные величины p_x, Q_x, M_x, S_x и $\mathrm{tg}\varphi_x$, необходимо воспользоваться формулами перехода, указанными в табл. 26.

Таблица 26

Вид нагрузки	Расчетные формулы				
	p_x	Q_x	M_x	S_x	$\mathrm{tg}\,\varphi_x$
P_0	$\overline{p}_0 \cdot \frac{P_0}{l}$	$\overline{Q}_0\, P_0$	$\overline{M}_0 P_0 l$	$\overline{p}_0 \cdot \frac{1-\mu_0^2}{E_0} \cdot \frac{P_0}{l}$	0
M_0	$\overline{p}_0 \cdot \frac{M_0}{l^2}$	$\overline{Q}_0 \cdot \frac{M_0}{l}$	$\overline{M}_0\, M_0$	0	$\mathrm{tg}\varphi_0 \cdot \frac{1-\mu_0^2}{E_0} \cdot \frac{M_0}{l^2}$

Кроме расчета балок по допускаемым нагрузкам, необходимо еще провести расчет по деформациям с определением расчетных осадок, их разности, прогибов балки и сравнить эти величины с допускаемыми по СНиПу.

Этот расчет гибких конструкций фундаментов позволяет уточнить размеры фундамента в плане и выбрать наиболее экономичную конструкцию.

§ 3. Отдельные (одиночные) фундаменты

Отдельные фундаменты промышленных и гражданских зданий и сооружений устраивают: а) при сплошных стенах здания, когда ленточные фундаменты будут неэкономичными вследствие малых напряжений в грунте по сравнению с нормативным давлением на грунт (рис. 92, *а*); б) в каркасных зданиях для создания опоры колоннам каркаса (рис. 92, *б*), а также под отдельно стоящие столбы, мачты, колонны и т. п. (рис. 92, *в*).

Отдельные фундаменты не следует возводить на сильно сжимаемых и неоднородных грунтах основания, так как это может вызвать неравномерность их осадок.

Материалом для отдельных фундаментов служит дерево, бутовый камень, бетон, бутобетон и железобетон.

Фундаменты столбчатой конструкции чаще всего устраивают сборными, из заранее изготовленных конструктивных элементов.

Отдельные фундаменты размещают в плане под углами и пересечениями стен и вдоль по оси на расстоянии 2,5—6 *м* друг от друга (рис. 93).

Поперечное сечение столба из бутового камня делается не менее 60×60 *см*, а кирпичного и бутобетонного — не менее 40×40 *см*.

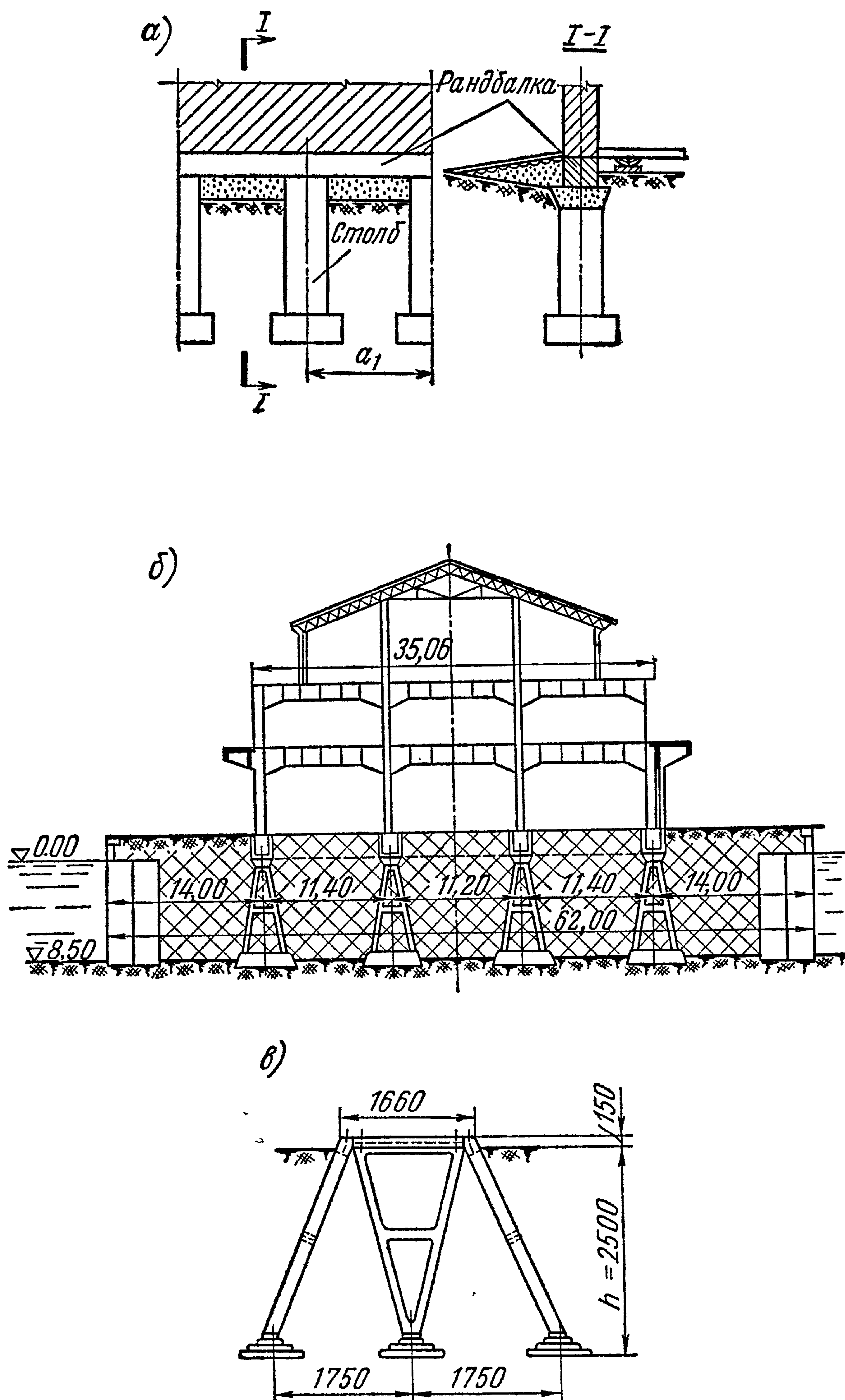


Рис. 92. Различные виды отдельных фундаментов:
а — гражданского здания; *б* — промышленного сооружения; *в* — под отдельно стоящие опоры

Глубина заложения, как и у ленточных фундаментов, зависит от свойств грунта, характера нагрузки и конструктивных особенностей фундамента.

Для восприятия нагрузки от стен фундаментные столбы перекрываются различными перемычками (см. рис. 92, *а*), из которых наибольшее распространение имеют железобетонные. Они перекрывают пролет по осям столбов обычно до 6 *м*.

В настоящее время отдельные фундаменты устраивают почти всегда сборными из железобетона и бетонных элементов. Такие фундаменты проектируются расчлененными на два основных элемента: стойку, воспринимающую нагрузку от надземной части здания, и подушку (башмак), передающую нагрузку на грунт. Стойки и подушки изготавливаются из бетона марки не ниже 100, а при больших нагрузках — из железобетона.

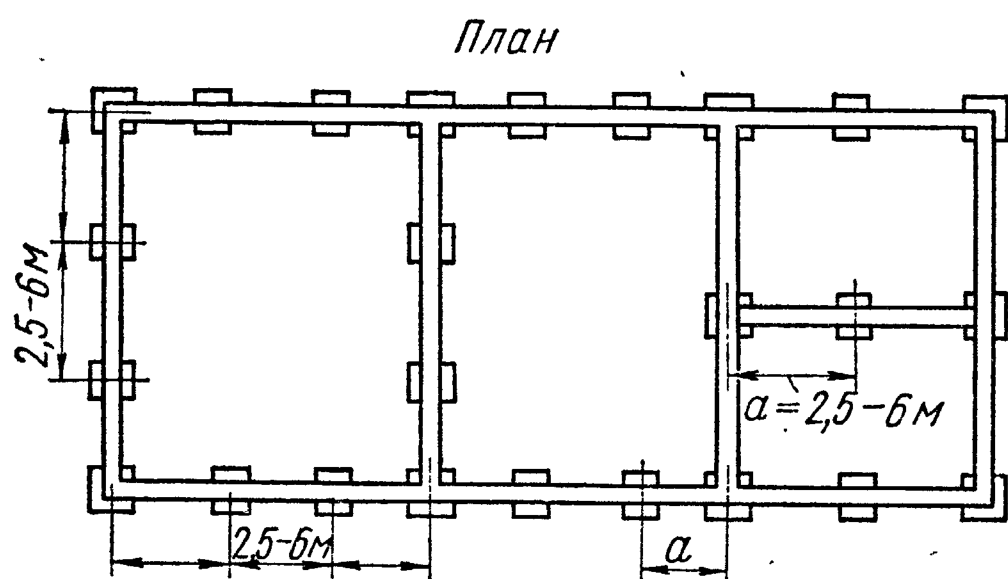


Рис. 93. Схема размещения в плане отдельных фундаментов

Для каменных стен зданий при нагрузке на один столб от 15 до 50 *Т* отдельные фундаменты устраиваются в виде сдвоенных сплошных столбов или из сборных железобетонных пустотелых блоков квадратной и круглой формы. Фундамент из пустотелых блоков обычно собирается из трех частей: нижней опорной подушки, пустотелого столба и верхнего вкладыша.

Для отдельных сборных фундаментов рекомендуется применять неармированные бетонные блоки двух типов: нижний — сплошной в виде подушки и верхний — пустотелый. Пустоты в столбах заполняются песком, гравийно-песчаной смесью или грунтом.

В промышленных каркасных зданиях фундаменты устраиваются отдельно под каждую колонну каркаса в виде столбов или башмака. В этом случае фундаменты чаще всего устраивают сборными железобетонными прямоугольной, Г-образной и трапециевидной формы. Нагрузка от стен передается колоннам при помощи железобетонных рандбалок.

При толщине стен до 40 *см* и расстоянии между опорами 5—6 *м* высота рандбалки принимается около 45 *см*. Для предохранения фундаментной балки от выпучивания грунта под ней устраивают подушку в виде рыхлой засыпки из шлака, гравия или щебня глубиной 50—80 *см*.

Чтобы защитить подушку от влаги, вокруг здания устраивается отмостка или асфальтовый тротуар для отвода дождевой и снеговой воды.

Горстройпроектом (г. Москва) разработаны под столбы фундаментные подушки с распределительной плитой двух типов (рис. 94, *а* и *б*). Такие фундаменты рекомендуется применять при величине сосредоточенной нагрузки более 120 *Т* на один столб.

Большое распространение в промышленном строительстве получили ступенчатые или трапециевидные железобетонные фундаменты (башмаки). Конструктивно такие фундаменты можно разделить на

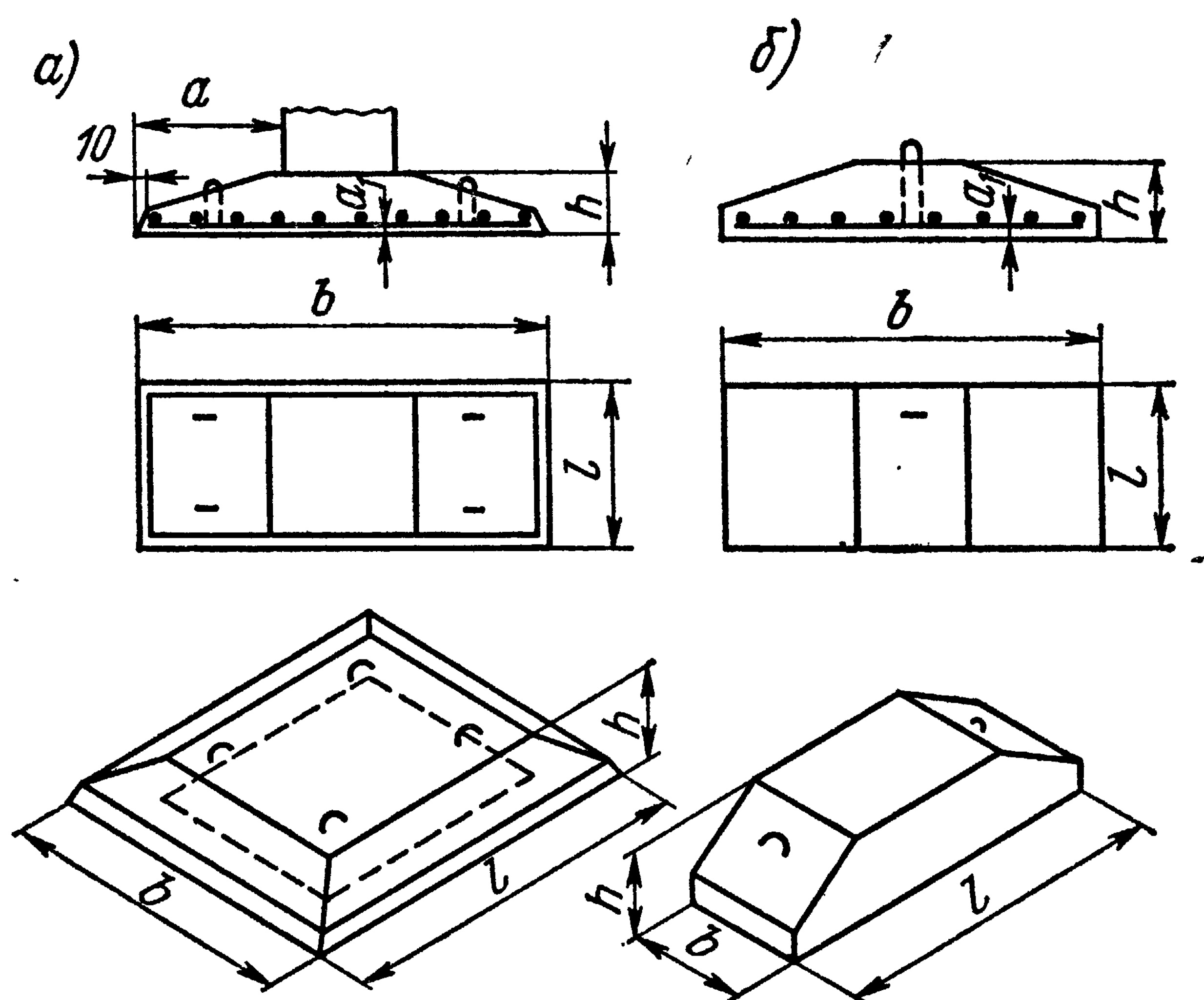


Рис. 94. Сборные конструкции столбчатых фундаментов, разработанные Горстройпроектом

три вида: монолитные фундаменты сборных колонн, сборные фундаменты сборных колонн и монолитные фундаменты монолитных колонн. Монолитные фундаменты сборных колонн (рис. 95) выполняются в виде монолитного башмака стаканного и ступенчатого типов. Глубина заделки колонны в башмак должна быть не менее большего размера поперечного сечения колонны +5 *см*, не менее 20 диаметров продольной арматуры колонны при марке бетона $\geqslant$200 и не менее 25 диаметров при марке бетона 150.

Толщина дна стакана должна быть не менее 20 *см*. Толщина стенки башмака поверху — не менее 0,75 $h_с$.

Высота башмака определяется по расчету и во всех случаях должна быть выше большего размера сечения колонны на 20 *см*.

Сборные фундаменты сборных колонн отличаются от предыдущей конструкции башмака тем, что внешняя их форма делается не прямоугольной, а с уступами трапециевидной формы.

По каталогу 1957 г. сборные фундаменты сборных колонн унифицированы (табл. 27).

Таблица 27

Марка фундамента	Размеры фундамента, *см*						Вес фундамента блока, *Т*
	a	b	a_1	b_1	h_1	h_2	
Ф-1	130	130	100	100	30	30	1,65
Ф-2	150	150	100	100	30	30	1,0
Ф-3	170	170	100	100	30	30	2,39
Ф-4	190	190	100	100	30	30	2,82
Ф-7	170	170	100	100	30	30	2,39
Ф-8	190	190	100	100	35	35	3,24

В случае применения монолитного железобетонного фундамента необходимо выбирать ступенчатый тип как наиболее экономичный.

Площадь подошвы столба может быть квадратной или прямоугольной формы с максимальным соотношением сторон до 1,25.

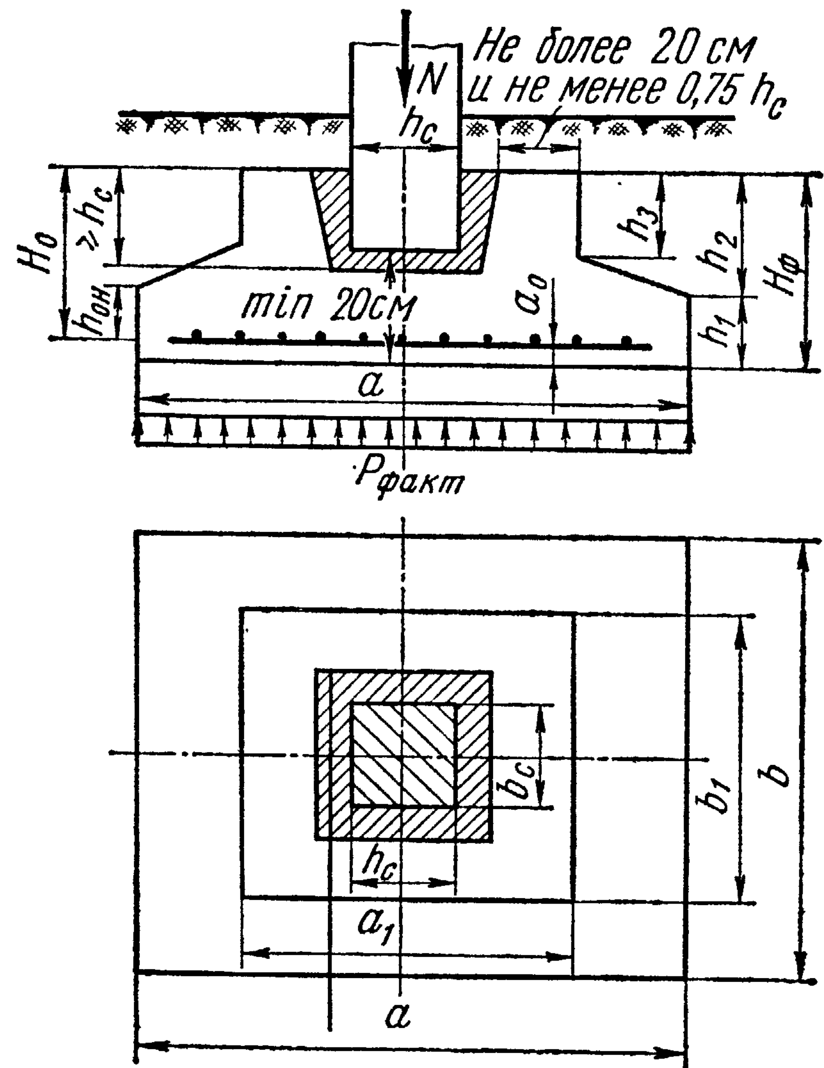


Рис. 95. Столбчатый фундамент в виде стакана под колонны

Высоту фундамента $H_ф$ определяют из условий, что напряжения растяжения и скалывания, возникающие под действием реактивных сил грунта, не превосходят величину расчетного сопротивления материала фундамента. При $H_ф < 40$ *см* необходимо устраивать одноступенчатый фундамент; при $H_ф = 40 \div 100$ *см* — двухступенчатый и при $H > 100$ — трехступенчатый железобетонный фундамент.

Для фундаментов со стороной подошвы >3 *м* половина арматурных стержней принимается длиной 0,8 b, при этом длинные и короткие стержни укладываются, чередуясь через один стержень.

При маловлажных грунтах фундамент устраивается непосредственно на грунте без подготовки. При очень влажных и насыщенных водой грунтах необходимо делать подготовку толщиной 10 *см* из утрамбованного гравия или щебня с проливкой раствором.

Железобетонные фундаменты целесообразно армировать сварными сетками в один или два ряда, преимущественно без стыков и в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Стержни рабочей арматуры лучше применять с диаметром больше 10 *мм* и расстоянием между их осями не менее 100—200 *мм*.

Фундаменты под металлические колонны выполняются из железобетона или бетона.

Высота фундамента $H_ф$ должна быть не менее $l+10$ *см*, где l — длина заделки анкерных болтов в фундаментный постамент.

В железобетонных фундаментах для предотвращения коррозии рабочей арматуры укладывается слой бетона, толщина которого должна быть:

а) для нижней арматуры при наличии подготовки под фундамент — не менее 35 *мм*;

б) для нижней арматуры при отсутствии подготовки — не менее 75 *мм*;

в) для сборной конструкции фундаментов — 35 *мм*.

Выбор типа отдельного фундамента производится в зависимости от нагрузки на колонны и величины нормативного давления на грунт, условий изготовления сборных элементов, а также условий транспортирования и монтажа.

Для выбора фундамента можно пользоваться табл. 28 [71].

Таблица 28

Тип фундамента	Расчетная нагрузка по верхнему обрезу фундамента, *Т* при весе блока, *Т*				
	5	10	15	20	25
Одноблочный пирамидальный фундамент . . .	120	220	320	400	480
Одноблочный ребристый фундамент	150	270	400	500	600
Двухблочный фундамент	200	350	500	600	—
Многоблочный фундамент	300	600	800	1000	1200

Нагрузка на отдельный фундамент определяется по грузовой площади, приходящейся на один столб от стены или от перекрытий для внутренних колонн в соответствии с рис. 96.

С грузовых площадей нагрузка суммируется поэтажно (ΣP) по обрезу фундамента. Затем выбирается тип фундамента, намечается конструктивно величина фундаментного столба и его глубина заложения, находится дополнительная к ΣP нагрузка q от собственного веса грунта на уступах фундамента.

Затем находится точка приложения нормативной $N^н$ или расчетной $N_р$ нагрузок. Определяется характер работы фундамента по жесткости, для того чтобы знать, по какому методу вести расчет (как гибкого или жесткого фундамента).

Расчет жесткого неармированного фундамента из бута, бутобетона и бетона сводится к определению высоты фундамента, проверке сечения на прочность по обрезу и напряжения по подошве столба.

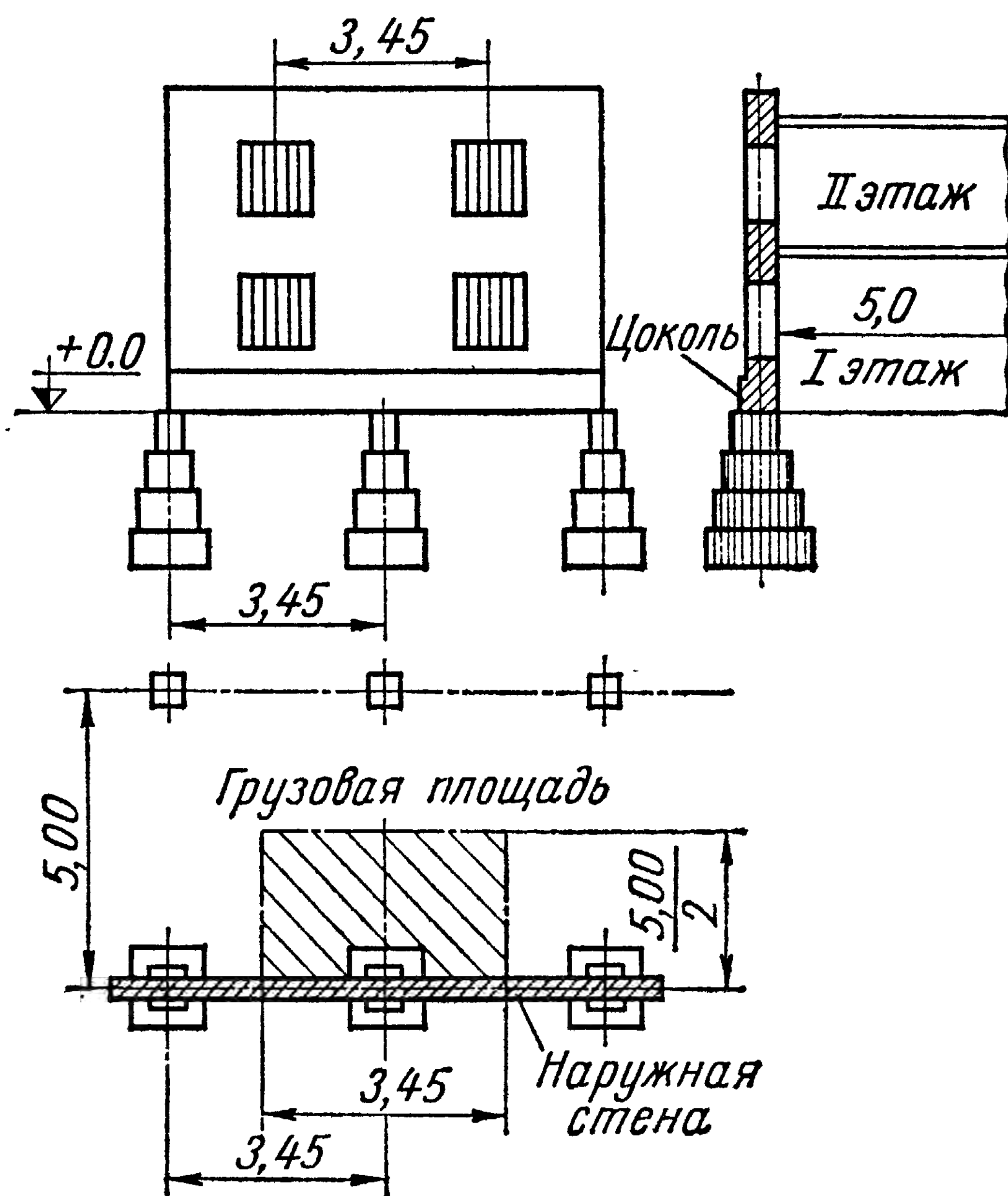


Рис. 96. Схема для определения грузовой площади под столб отдельного фундамента

При симметричной нагрузке находят площадь подошвы отдельного фундамента по формуле

$$F = \frac{N_п}{n_{ср}\,(R^н - \gamma_{ср} H)}\,, \qquad (125)$$

где $R^н$ — нормативное давление на грунт основания;

$N_п$ — приведенная продольная расчетная сила, равная

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к,$$

где $N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки;

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей нагрузки;

$m_{дл}$ — безразмерный коэффициент;

$n_{ср}$ — коэффициент перегрузки по действующим нормам, равный $1{,}15 \div 1{,}25$;

$\gamma_{ср} = 2\ Т/м^3$;

H — глубина заложения фундамента от отметки пола.

Полученную величину F корректируют расчетом на осадку по деформациям согласно СНиП II-Б.1—62 и II-А.10—62.

По площади F находят размеры сторон прямоугольного или квадратного фундамента.

Зная размеры подошвы фундамента a и b, можно определить высоту фундамента $H_ф$ по углу распространения давления α в зависимости от материала фундамента, пользуясь табл. 23.

Размеры верхних сечений фундаментного столба (по обрезу) определяются из условия смятия материала фундамента от вышележащей нагрузки стены или колонны, т. е.

$$N_{см} \leqslant \mu a R_{см} F_{см} \quad \text{или} \quad N_{см} \leqslant \mu R_{см} F_{см}, \qquad (126)$$

где $R_{см}$ — расчетное сопротивление сжатию или смятию материала фундаментного столба;

$F_{см}$ — минимальная площадь сечения верха фундаментного столба;

μ — коэффициент, равный при неравномерном распределении напряжений 0,75 и при равномерном — 1,0;

a — коэффициент, равный $1 \div 1{,}5$.

В случае асимметричности равнодействующей всех сил относительно оси фундаменты устраиваются с прямоугольной подошвой, вытянутой в плоскости действия изгибающего момента. Площадью подошвы F и ее сторонами ba предварительно нужно задаваться из конструктивных соображений.

Краевые напряжения определяются по следующим формулам:

а) при эксцентриситете $e = \dfrac{M_ф^н}{N_ф^н} \leqslant \dfrac{b}{6}$

$$p^н_{\frac{max}{min}} = \frac{N_ф^н}{F}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right); \qquad (127а)$$

б) при эксцентриситете $e = \dfrac{M_ф^н}{N_ф^н} > \dfrac{b}{6}$

$$p^н_{max} = \frac{2N_ф^н}{ay} = \frac{2N_ф^н}{3a(0{,}5b - e)}. \qquad (127б)$$

В этих формулах $N_ф^н = N^н + \gamma_{ср} HF$; $M_ф^н = M^н + Q^н H_ф$; $N^н$, $M^н$ и $Q^н$ — нормативные нормальная сила, изгибающий момент и поперечная сила, действующие на уровне верха фундамента;

$N_ф^н$ и $M_ф^н$ — усилия на уровне подошвы фундамента;

y — расстояние от p_{max} до нулевой точки эпюры давлений по подошве фундамента при разнозначной эпюре.

Краевые давления на грунт согласно СНиПу не должны превышать $1{,}2R^{н}$ при среднем давлении по подошве фундамента

$$p_{ср}=\frac{N^{н}}{F}\leqslant R^{н}.$$

Расчет гибкого железобетонного фундамента сводится к определению размера подошвы фундамента, общей его высоты и высоты отдельных уступов, высоты стакана в башмаке и количества арматуры в теле фундаментного башмака.

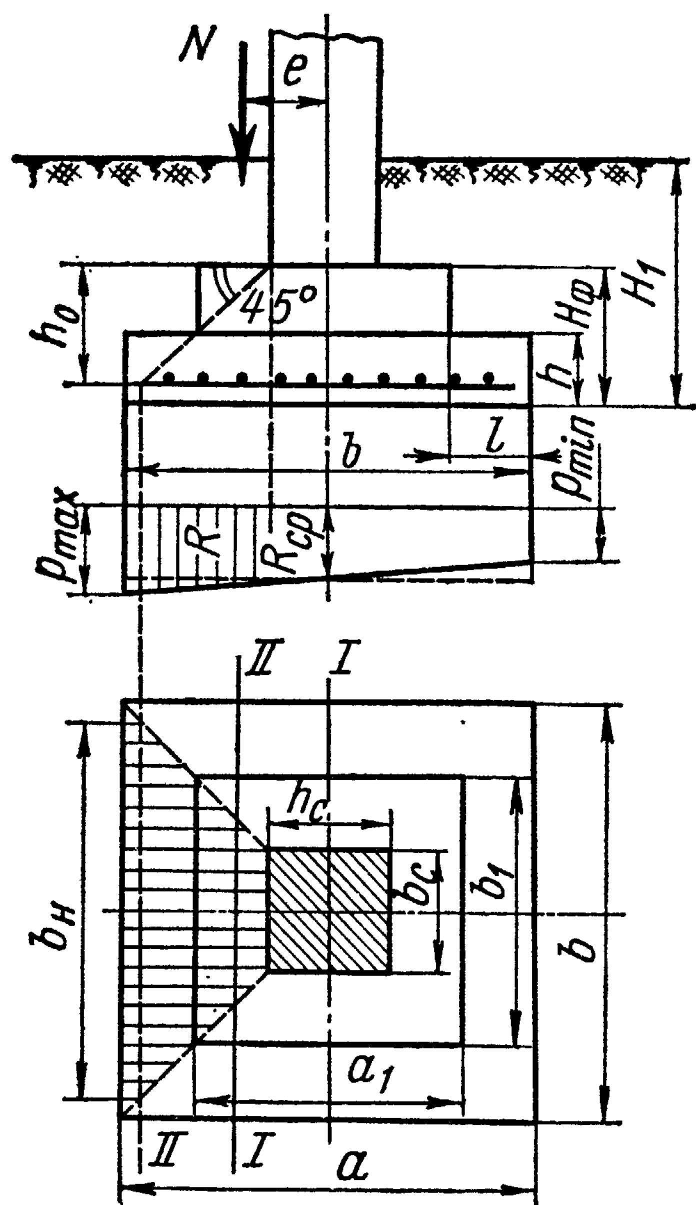


Рис. 97. Расчетная схема для определения изгибающего момента и перерезывающей силы

Определение высоты фундамента, высоты ступеней и подбор арматуры производится по моменту и поперечной силе, которые определяются суммированием нагрузок с грузовой площади, указанной на рис. 97.

Высота фундамента $H_ф$ подбирается таким образом, чтобы в сечении $II—II$ (рис. 97), отстоящем от грани колонны на расстоянии, равном наибольшей высоте фундамента, главные растягивающие напряжения воспринимались бетоном. При этом никакой косой армировки в виде отгибов и хомутов в фундаменте не потребуется.

Минимальная высота фундамента $H_ф$ может быть определена по формуле

$$H_ф\geqslant\frac{N_р}{2\,(b_с+h_с)\,R_{ср}}, \qquad (128)$$

где $N_р$ — продольная сила от расчетной нагрузки на фундамент;

$b_с$ и $h_с$ — размеры поперечного сечения колонны.

В случае применения фундаментов стаканного типа под сборные колонны минимальная высота $H_ф$, кроме проверки ее по формуле (128), определяется и по конструктивным соображениям, так как она не должна быть меньше наибольшего размера поперечного сечения колонны вместе с подливкой (5 *см*) и толщиной нижней плиты (не менее 20 *см*).

В результате обработки экспериментального материала получена формула расчета квадратного центрально нагруженного фундамента на продавливание для определения минимальной высоты фундамента

$$P\leqslant 0{,}75R_р h_0 b_{ср}, \qquad (129)$$

где P — расчетная продавливающая сила;

h_0 — рабочая высота сечения фундамента на проверяемом участке;

$$b_{ср} = \frac{b_0 + b_н}{2};$$

b_0 и $b_н$ — соответственно верхняя и нижняя стороны граней пирамиды продавливания.

Определение высоты фундамента и высот его ступеней может производиться по формуле для изгибаемых элементов железобетонных конструкций

$$h_0 \geqslant l_1 \sqrt{\frac{p_{ср} b_р}{0{,}4 b R_и}}, \qquad (130)$$

где l_1 — расстояние от наружной грани фундамента до места, где проверяется высота;

$b_р$ — ширина или длина подошвы фундамента;

b — ширина верхней ступени в местах изменений высоты фундамента;

$p_{ср}$ — среднее давление грунта от расчетного продольного усилия в колонне.

В случае монолитных фундаментов их минимальная высота $H_ф$ может определяться как большее значение из двух формул:

$$1)\ H_ф = K_1 (a - h_с);$$

$$2)\ H_ф = K_1 (b - b_с),$$

где K_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 29 в зависимости от фактического давления на грунт.

Таблица 29

$p_ф$, $кГ/см^2$	0,1	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0	3,50
K_1	0,31	0,34	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,92	0,43

Высоту ступеней следует назначать таким образом, чтобы площадь арматурной стали была одинакова для сечения *I—I* и *II—II* (рис. 97). Высота нижней ступени $h_{0н}$ принимается из условия прочности кладки фундамента на срез в сечении, расположенном на расстоянии l от края фундамента.

Высоту ступеней фундамента можно также определить, если провести линии под углом 45° к вертикали от грани колонны до пересечения с осью арматуры.

Полезная высота нижней ступени фундамента $h_{0н}$ должна быть не менее величин, получаемых по формулам

$$1)\ h_{0н} \geqslant \frac{p_{ср}(b-b_1)}{2R_р};\quad 2)\ h_{0н} \geqslant \frac{p_{ср}(a-a_1)}{2R_р}.$$

Сечение арматуры параллельно стороне a на всю ширину b можно определить по формулам:

1) для сечения $I—I$

$$F_{а_1} = \frac{M_{I-I}}{0{,}9R_а h_{0_{I-I}}}, \tag{131а}$$

где

$$M_{I-I} = \frac{1}{24} p_{ср}(a-h_с)^2 \cdot (2b+b_1);$$

2) для сечения $II—II$

$$F_{а_2} = \frac{M_{II-II}}{0{,}9R_а h'_{0II-II}}, \tag{131б}$$

где

$$M_{II-II} = \frac{1}{24} p_{ср}(a-a_1)^2 \cdot (2b+b_1).$$

Для подбора арматурной сетки из двух величин принимают наибольшую. Таким же образом определяется количество арматуры параллельно стороне b на всю ширину a.

$h_{0_{I-I}}$ и $h'_{0_{II-II}}$ берутся от верха каждой ступени до центра тяжести верхней или нижней арматурных сеток фундаментного башмака.

Внецентренно нагруженные фундаменты лучше проектировать симметричными относительно оси колонны.

Устройство эксцентричного фундамента допустимо в том случае, когда эксцентриситет продольной силы $e > \frac{1}{6} a_y$,

где
$$a_y = \sqrt{\frac{N^н}{p_ф - \gamma_W H}}.$$

Полученное количество арматуры распределяется равномерно по площади фундамента при условии, если $a \leqslant 50$ *см*, или при отношении $\frac{p}{a_0} < 0{,}75$.

При $a > 3$ *м* арматуру распределяют так, чтобы в средней третьей части площади подошвы фундамента стержни арматуры располагались чаще, но не менее 8 *см* один от другого, а в крайних полосках реже — на расстоянии 25 *см* (рис. 98), причем половину стержней арматуры рекомендуется обрывать на расстоянии 0,1 a от края подошвы фундамента.

При одновременном действии на прямоугольный фундамент осевой силы и моментов в обеих главных его плоскостях можно рассчитать подошву фундамента по формуле инж. М. Л. Крейскопа

$$p_{max} \approx 0{,}35 \frac{N}{c_x c_y}. \qquad (132)$$

где p_{max} — давление на грунт наиболее нагруженного края фундамента без учета растягивающих напряжений;

N — нормальная сила;

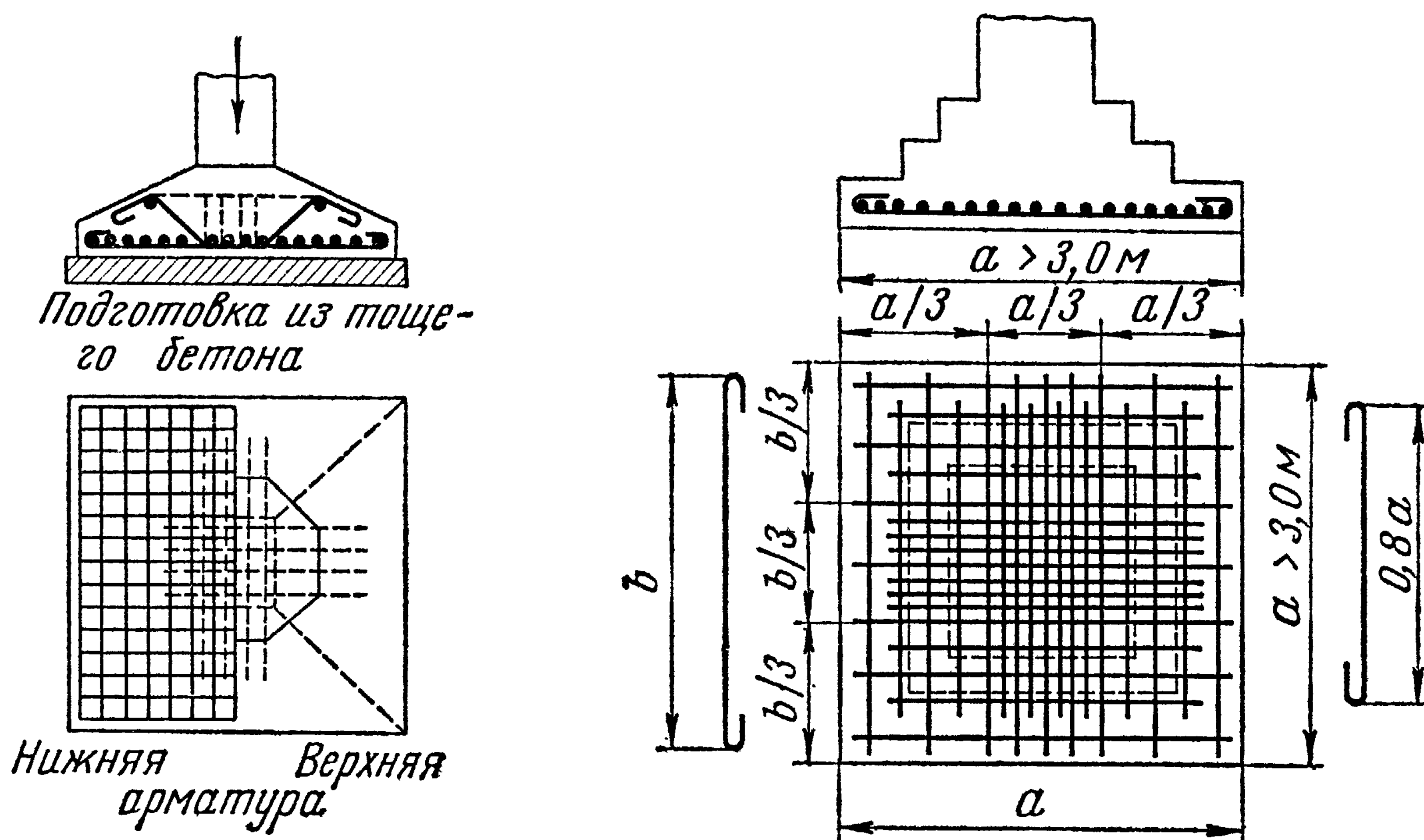


Рис. 98. Расположение арматуры в железобетонном столбчатом фундаменте

c_x и c_y — расстояния от точки приложения нормальной силы до ближайшей грани фундамента, соответственно осям x и y или

$$c_x = \frac{a}{2} - e_x; \quad c_y = \frac{b}{2} - e_y;$$

здесь a и b — размеры подошвы фундамента в направлениях x и y;

e_x и e_y — эксцентриситеты нормальной силы относительно соответствующих осей.

§ 4. Сплошные и смешанные фундаменты

В строительстве, кроме одиночных и ленточных фундаментов, применяются сплошные и смешанные фундаменты.

Сплошные фундаменты устраивают:

а) при слабых грунтах и значительных нагрузках, когда ленты и ленточные ростверки не позволяют снизить давление на грунт до допустимых величин (рис. 99, *а*, *б*);

б) для уменьшения неравномерности осадок зданий и сооружений, так как фундаментные плиты перераспределяют усилие на основание, снижая давление на более податливые участки и дополнительно нагружая более прочные участки;

в) из конструктивных и технологических соображений, когда необходима сплошная плита под всем сооружением (холодильники, элеваторы) или когда нужен сплошной фундамент под промышленное оборудование (рис. 99, *в*).

При слабых грунтах или значительных нагрузках вместо сплошного можно устраивать столбчатый фундамент на непрерывной ленте-подушке — смешанный фундамент (рис. 100).

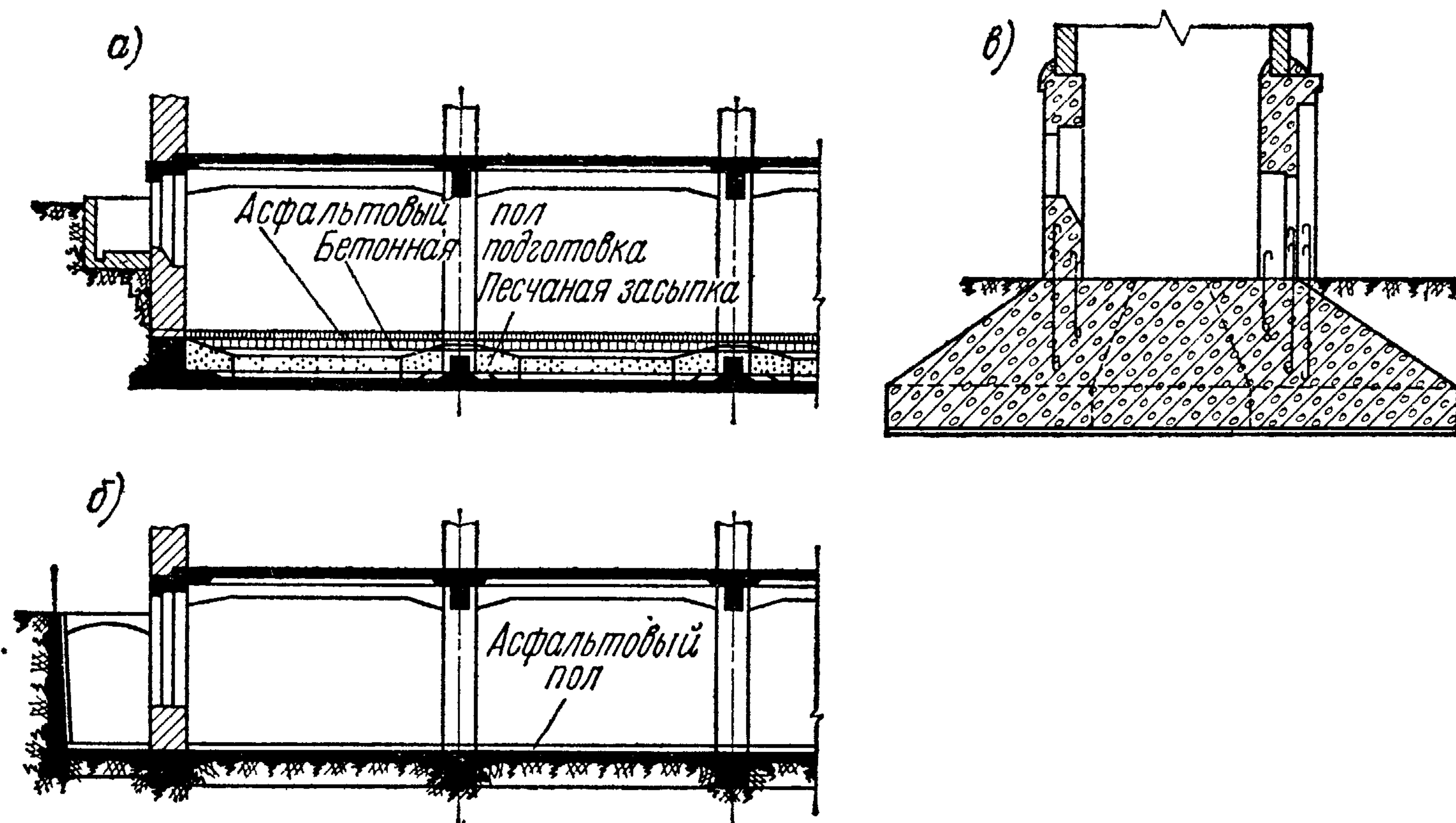


Рис. 99. Конструкция сплошных фундаментов в различных сооружениях: *а* и *б* — в гражданских зданиях с подвальными помещениями; *в* — для фабрично-заводских труб и доменных печей

Смешанные фундаменты устраиваются:

а) в виде железобетонных или металлических колонн с подколонником, опирающихся на ленточный фундамент (рис. 100, *а*);

б) в виде железобетонных балок в сочетании с колоннами (рис. 100,*б*).

Сплошные и смешанные конструкции фундаментов могут быть выполнены в виде монолитных железобетонных балочных фундаментов с перекрестной стенкой или без нее, в виде монолитных железобетонных сводов и плит, массивных блоков и коробчатых конструкций.

Монолитные балочные железобетонные фундаменты проектируются в виде балок таврового сечения (рис. 100, *в*). Толщина полки таврового сечения должна быть таких размеров, при которых не потребовалось бы установки в ней хомутов и отгибов арматуры.

Нижнюю продольную арматуру нужно укладывать в пределах всей ширины подошвы; причем, сечение арматуры, располагающейся

в пределах ширины ребра, должно составлять 60—70% от общего сечения арматуры.

Армирование балки лучше всего делать заранее изготовленными сварными сетками. При этом поперечную арматуру сетки можно использовать в качестве рабочей арматуры полок при работе их как консолей, а продольную — в качестве продольной арматуры ленты фундамента (см. рис. 100, *в*).

Ребра фундаментных балок армируются только сварными каркасами, объединенными в пространственные каркасы путем приварки

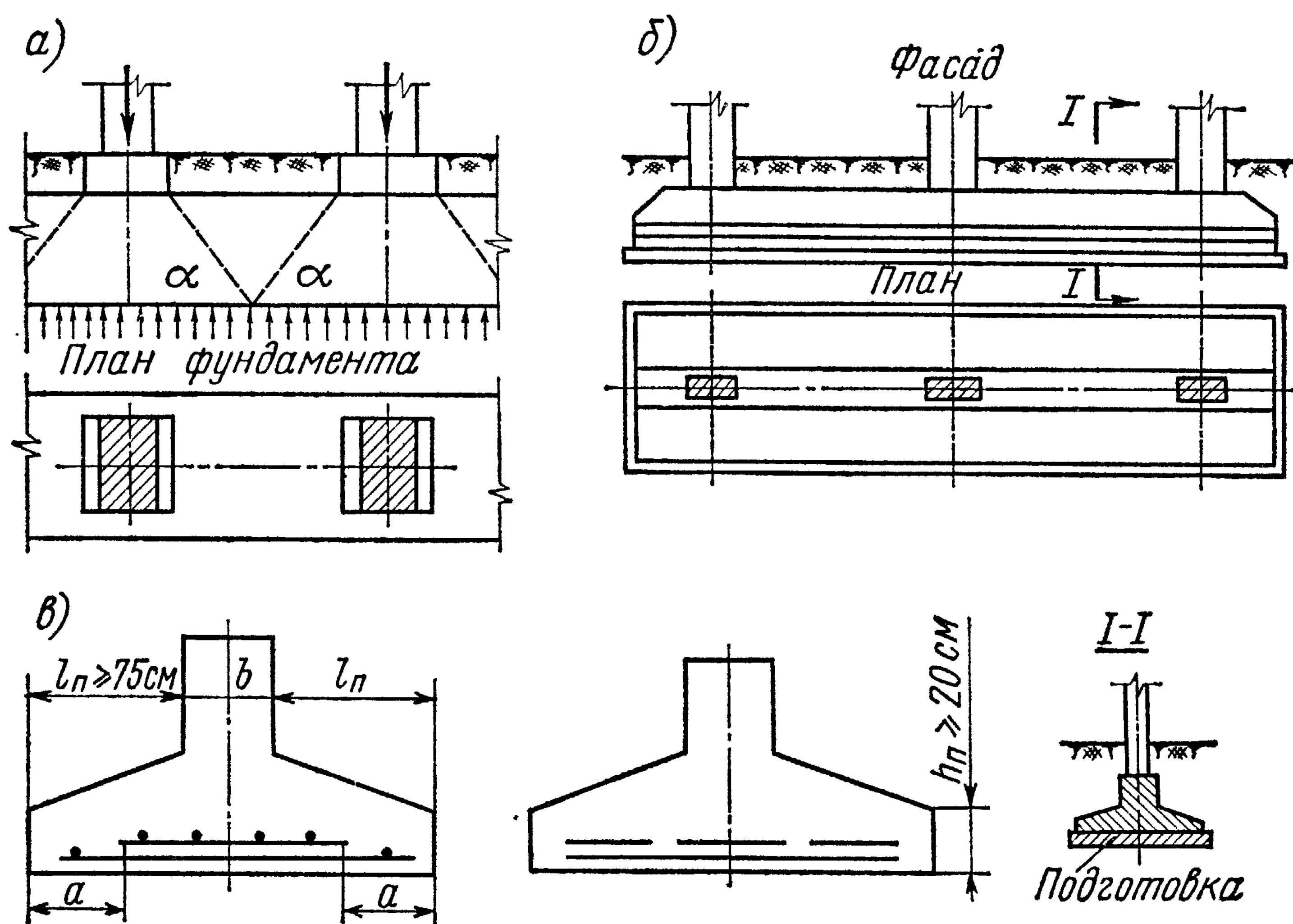


Рис. 100. Смешанный тип конструкции фундаментов:

а — железобетонные или металлические колонны с подколонниками на ленте бутовой или бетонной кладки; *б* — монолитные железобетонные балки; *в* — армирование монолитных железобетонных балок сварными сетками и каркасами

поперечных стержней. При этом количество плоских каркасов должно быть не менее двух при ширине ребра до 40 *см*, не менее трех — при ширине ребра 40—80 *см* и не менее четырех — при ширине ребра более 80 *см*.

При вылете полок фундамента более 75 *см* половину рабочей арматуры можно обрывать на расстоянии $a=0{,}5l_п-20\ \phi$ (см. рис. 100, *в*), где ϕ — диаметр рабочей арматуры.

Фундаменты в виде бетонных массивов устраиваются под небольшие, компактные в плане здания, под фундаменты фабрично-заводских труб, насосных станций, угольных бункеров и др.

Если бетонный массив выполнен без арматуры, воспринимающей скалывающие напряжения, то толщина фундаментной плиты должна назначаться такой же, как и у смешанных фундаментов, у кото-

рых высота ленты-подушки конструктивно выбирается с таким расчетом, чтобы наклонные линии, проведенные от крайних точек опор столбов под углом распространения давления ($\alpha=45°$), пересекались бы в теле самой подушки (см. рис. 100, *а*). Обычно фундаментная плита под небольшими в плане зданиями делается одинаковой толщины.

В том случае, когда фундаментная плита имеет ребра, направленные вверх, впадины между ребрами заполняются тощим бетоном, песком или гравием; поверх засыпки под пол подвала укладывается бетонная подготовка толщиной 10—15 *см*.

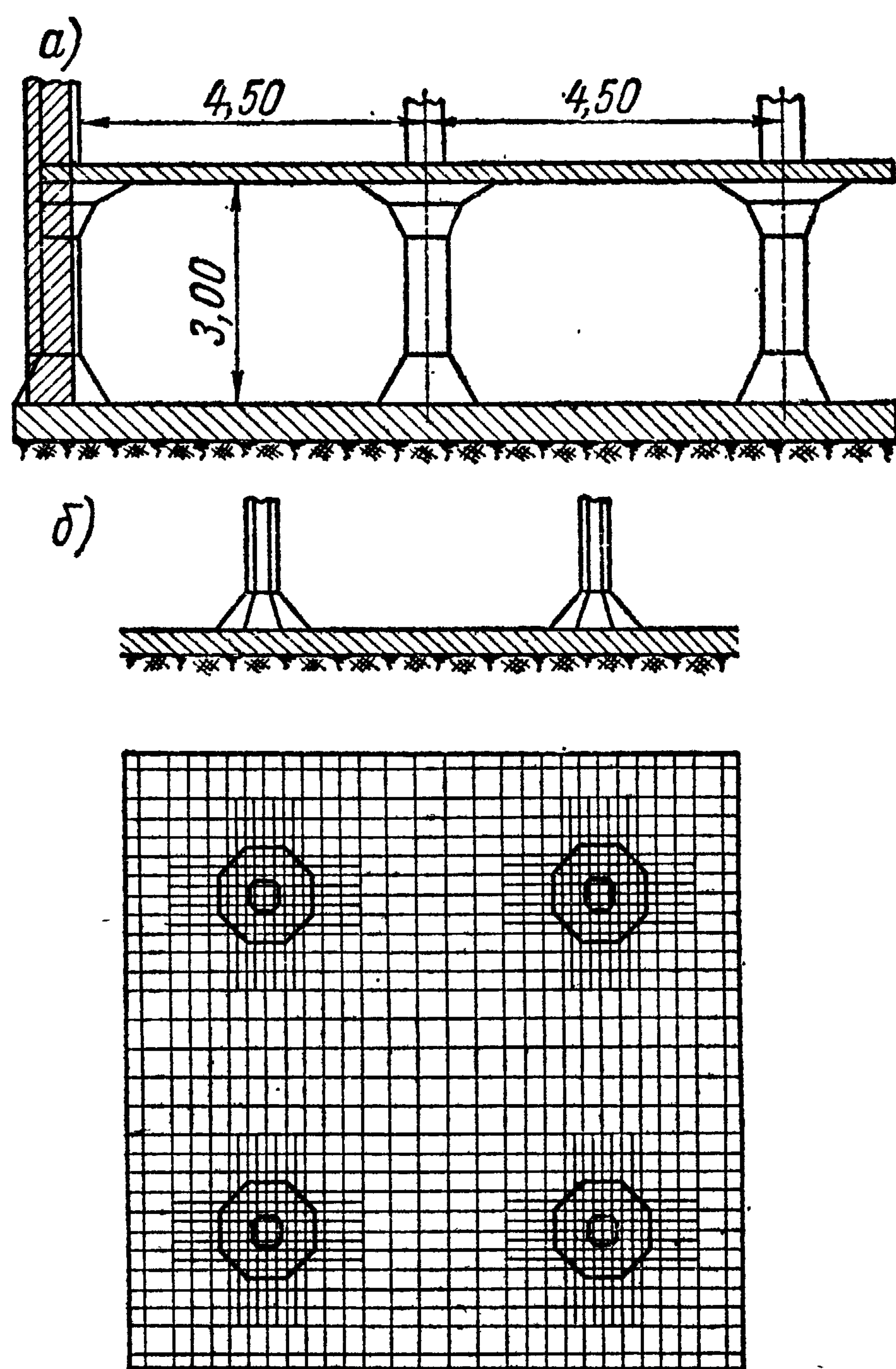


Рис. 101. Сплошной фундамент в виде обратного безбалочного (грибовидного) перекрытия и его армирование

Применение фундаментной плиты с ребрами, направленными вниз, несколько уменьшает объем земляных работ, дает экономию за счет отсутствия заполнения промежутков между ребрами. Однако при таком расположении фундамента железобетонная плита стремится оторваться от ребер. Кроме того, для многих типов грунтов рытье канав для выступающих ребер может нарушить верхние слои естественного основания. Поэтому такая конструкция фундамента применяется редко.

Для сплошных железобетонных фундаментов инженерных сооружений (фундаментов угольных ям, сооружений башенного типа, складов, гаражей, холодильников, элеваторов и др.) рекомендуется применять вместо ребристой конструкции гладкую плиту (рис. 101, *а*) в виде грибовидного перекрытия для восприятия значительных нагрузок от сооружения.

К числу недостатков безбалочной фундаментной плиты, помимо большого расхода бетона и стали, следует отнести устройство грибовидных уширений, отнимающих в подвальном этаже много места и ухудшающих условия его эксплуатации.

В настоящее время арматуру плитных фундаментов рекомендуется выполнять в виде сварных сеток, а арматуру балок-ребер — в виде сварных каркасов.

Армирование плит грибовидного перекрытия делается раздельным (рис. 101, *б*) сварными рулонными или плоскими сетками (при ϕ арматуры 5 *мм*).

Сплошные массивные фундаменты устраивают также под фабрично-заводское оборудование. В этом случае они должны быть простой конфигурации, по возможности с однотипными элементами.

§ 5. Расчет фундаментных плит на упругом основании как гибких фундаментов

Для определения размеров фундаментной плиты необходимо знать реактивные силы грунта, изгибающие и крутящие моменты, поперечные и нормальные силы. Иногда требуется определить прогиб плиты или, что то же самое, осадку грунта под любой точкой подошвы фундамента.

В зависимости от определения реактивной силы грунта имеются различные методы расчета фундаментных балок и плит смешанных и сплошных конструкций фундаментов.

Впервые расчет круглой плиты на упругом основании с использованием коэффициента постели решил в нашей стране академик А. Н. Динник и за границей проф. А. Габель, который применил для расчета теорию конечных разностей. В дальнейшем расчетом плит на упругом основании занимались М. И. Горбунов-Посадов, Б. Н. Жемочкин и др.

В зависимости от действующих нагрузок принимают расчетную схему плиты и намечают предварительные размеры ее в плане и по толщине.

Размеры плиты в плане определяют исходя из условия равенства величины реактивного давления грунта и внешней нагрузки и из планировочно-конструктивных соображений самого сооружения.

Предварительная толщина плиты определяется, как и при расчете балок, исходя из линейной эпюры реактивных давлений грунта с последующим построением эпюры моментов и перерезывающих сил. Для уточнения выбранных ориентировочных размеров и определения процента армирования пользуются более точными методами расчета плит на упругом основании.

М. И. Горбунов-Посадов предложил метод расчета гибких фундаментных плит круглой плиты с симметричной нагрузкой, плиты бесконечно большой протяженности, нагруженной колоннами по прямоугольной или квадратной сетке, и составил для этих случаев таблицы и графики.

При расчете круглых плит с симметричной нагрузкой, пользуясь табличными коэффициентами, можно подсчитать радиальные M_r и тангенциальные M_t — моменты, реактивные давления p, поперечные радиальные Q_r и поперечные тангенциальные Q_t силы. В этом случае порядок расчета будет следующий:

1) определяют расчетную схему в соответствии с нагрузками от сооружения (рис. 102);

2) определяют ориентировочные размеры (R — радиус и h — толщина плиты);

3) подбирают E — модуль упругости плиты, E_0 — модуль общей деформации грунта, μ — коэффициент Пуассона материала плиты, μ_0 — коэффициент бокового расширения грунта;

4) заменяют действительные расстояния от центра плиты до рассматриваемого сечения r приведенными $\rho=\frac{r}{R}$ и действительные радиусы нагрузок a и b приведенными $\alpha=\frac{a}{R}$ и $\beta=\frac{b}{R}$;

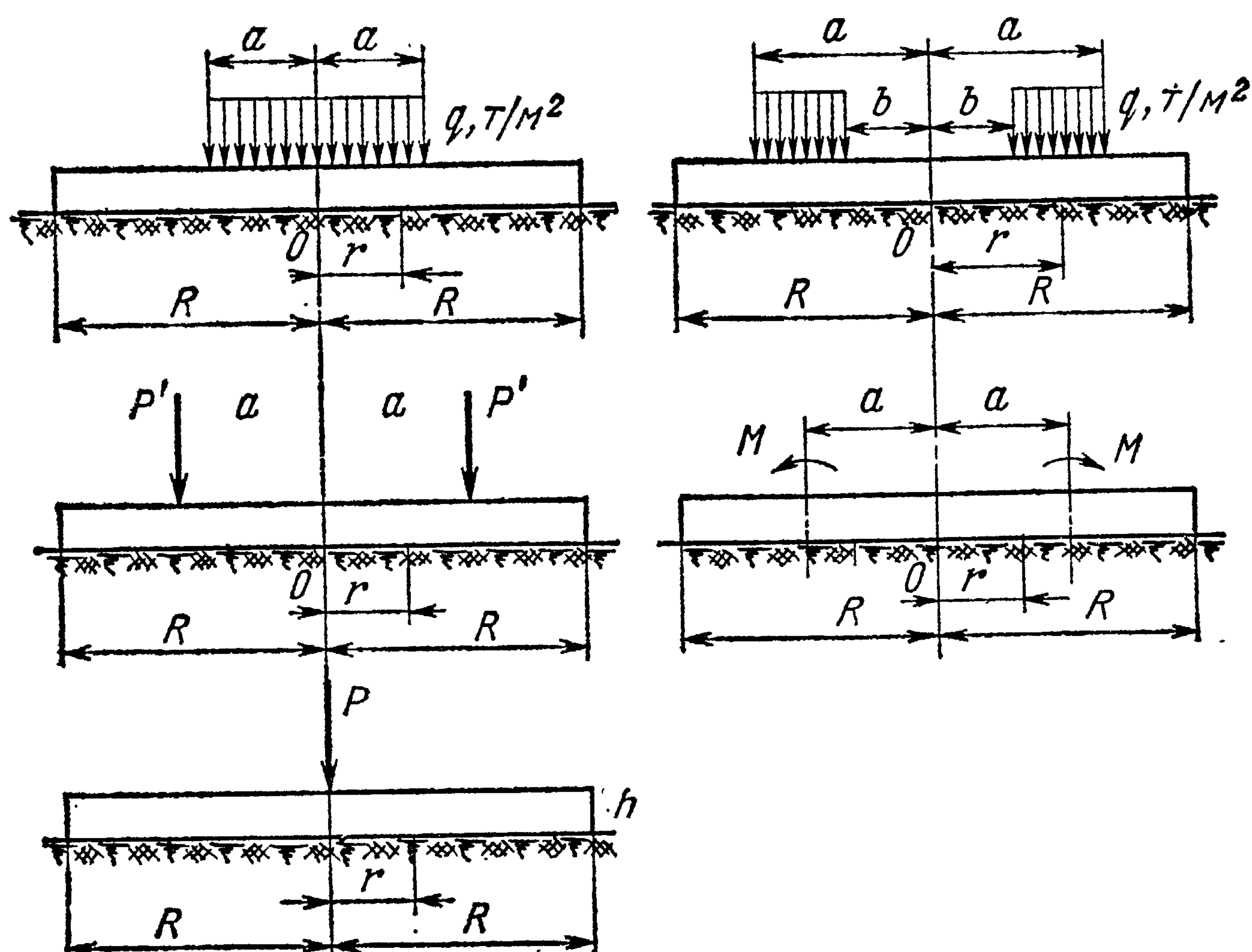


Рис. 102. Расчетная схема плиты в зависимости от нагрузок

5) вычисляется показатель гибкости плиты $t=3\cdot\frac{(1-\mu^2)E_0R^3}{(1-\mu_0^2)Eh^3}$.

По показателю гибкости t плиты делятся на абсолютно жесткие (при $t<0{,}5$), на плиты конечной жесткости (при $0{,}5\leqslant t\leqslant 10$) и на абсолютно гибкие или плиты, имеющие неограниченные размеры (при $t>10$);

6) для абсолютно жестких плит определяют реактивное давление грунта по формуле Буссинеска

$$p=\frac{P}{2\pi R^2\sqrt{1-\rho^2}},$$

где P — суммарная нагрузка на плиту.

У плит большой протяженности с нагрузкой от сетки колонн расчет проводится для средних и крайних полей плиты.

При расчете средних полей плиты сначала находят приведенные координаты точек приложения нагрузки

$$\xi=\frac{x}{L_0} \text{ и } \eta=\frac{y}{L_0}.$$

Упругая характеристика плиты определяется формулой

$$L_0=\sqrt[3]{\frac{Eh^3(1-\mu_0^2)}{6(1-\mu^2)E_0}}=\sqrt[3]{\frac{2D(1-\mu_0^2)}{E_0}}, \qquad (133)$$

где цилиндрическая жесткость плиты в свою очередь находится по формуле

$$D=\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}. \qquad (134)$$

Для приведенных координат ξ и η составлены таблицы безразмерных величин $\bar{p}$, $\bar{S}$, $\bar{M}$, $\bar{Q}$ и $\bar{H}$. Чтобы найти действительные реактивные давления p_x, осадки S_x, изгибающие моменты M_x, перерезывающие силы Q_x и крутящие моменты H_x, табличные величины подставляются в соответствующие формулы по определению:

$$p_x=\bar{p}\cdot\frac{P}{L^2}\,T/м^2; \qquad (135а)$$

$$S_x=\bar{S}\frac{(1-\mu_0^2)}{E_0L_0}\cdot P\ м; \qquad (135б)$$

$$M_x=\bar{M}P\ T\cdot м; \qquad (135в)$$

$$H_x=(1-\mu)\bar{H}P\ T\cdot м; \qquad (135г)$$

$$Q_x=-\bar{Q}\cdot\frac{P}{L}\,T. \qquad (135д)$$

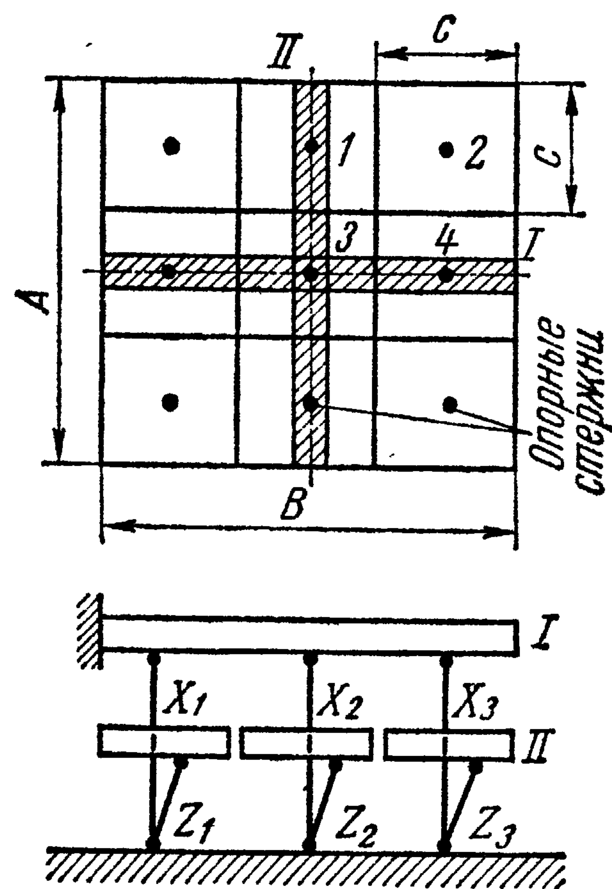


Рис. 103. Расчетная схема плиты по Б. Н. Жемочкину

Таблицы Горбунова-Посадова для расчета средних полос плиты пригодны только в том случае, если рассчитываемая полоса будет расположена от края плиты на расстоянии не менее 1,5 L_0. В противном случае крайнее поле плиты рассчитывается приближенно по условию плоской задачи как полубесконечная полоса, вырезанная по осям между смежными колоннами.

Размеры сплошных фундаментных плит, найденные из условия нормативного давления на грунт, должны быть окончательно уточнены расчетом по деформациям (осадкам) различных характерных точек плиты, по условиям предельных деформаций.

При расчете плит можно воспользоваться методом проф. Жемочкина Б. Н., который используется при расчете балок на упругом основании. В этом случае плита разбивается на равновеликие квад-

раты или прямоугольники с наименьшей стороной прямоугольника *c*. Предполагают, что в их срединах помещены опорные стержни (рис. 103), которые заменяются неизвестными реактивными усилиями.

Для упрощения расчета плиту заменяют системой перекрестных балок. Связь таких балок осуществляется в местах пересечения их осей, где и ставится два опорных стержня. Заделка балок ставится в точках *1*, *3* и *4* (рис. 103).

Неизвестные силы, относящиеся к продольной балке, обозначаются через X_1, X_2, X_3 и т. д., а к поперечной — через Z_1, Z_2, Z_3 и т. д. Кроме этих неизвестных величин, будут также неизвестные осадки S_1, S_2, S_3 и т. д. По количеству неизвестных составляется система канонических уравнений. Стараются расчленить плиту на наименьшее количество квадратов, чтобы не усложнять расчет.

§ 6. Гидроизоляция фундаментов и стен здания

Грунтовая и капиллярная вода, проникая в тело кладки фундамента и стен здания, разрушает их. Имеется много способов борьбы с увлажнением стен здания грунтовой водой; наиболее существенными являются гидроизоляция и дренаж.

Существует несколько видов гидроизоляции [78, 66]:

1) жесткая — покрытие поверхностей слоем песчано-цементного раствора толщиной 25—30 *мм* с применением расширяющегося цемента или портландцемента с добавкой церезита;

2) обмазочная — покрытие поверхностей горячими битумными составами по огрунтованной поверхности;

3) оклеечная — окрашенный мастикой гидроизоляционный ковер из рулонных материалов типа рубероида, пергамина, толь-кожи, гидроизола наклеивается на огрунтованную поверхность;

4) металлическая — стальные листы соединяются с помощью сварки и прочно связываются с конструкцией фундамента.

Гидроизоляционный слой делается сплошным по всему периметру ленточных фундаментов. Если в здании нет подвального помещения, изоляционный слой прокладывают в цокольной части стен на 15—50 *см* выше уровня тротуара или верха отмостки и на 10—15 *см* ниже деревянной конструкции пола первого этажа.

В фундаментах с подвальными стенами делается два гидроизоляционных слоя: первый — на уровне пола подвала и второй — на 15—20 *см* выше поверхности отмостки. Гидроизоляция от грунтовых вод может располагаться снаружи или внутри помещения.

При изоляции стен подвала от капиллярной сырости необходимо наружную поверхность фундамента обмазать горячим битумом или гудроном 1—2 раза до низа отмостки (рис. 104).

Если зеркало подземной воды расположено ниже поверхности пола на 1 *м*, то бетонная подготовка пола служит надежной прегра-

дой от сырости. При более высоком горизонте воды необходимо в конструкцию пола вводить изолирующий слой битума или устраивать чистый пол подвала из асфальта или цементного раствора с церезитом. Кроме того, желательно устраивать внутреннюю цементно-песчаную гидроизоляцию. Цемент необходимо применять водонепроницаемый расширяющийся (ВРЦ) и водонепроницаемый безусадочный (ВБЦ).

Когда зеркало грунтовых вод поднимается выше пола подвала, будет создаваться напор $h_н$, величина которого равна разности уровней зеркала грунтовых вод и уровня гидроизоляции. В зависимости от величины $h_н$ устройство гидроизоляции будет различным.

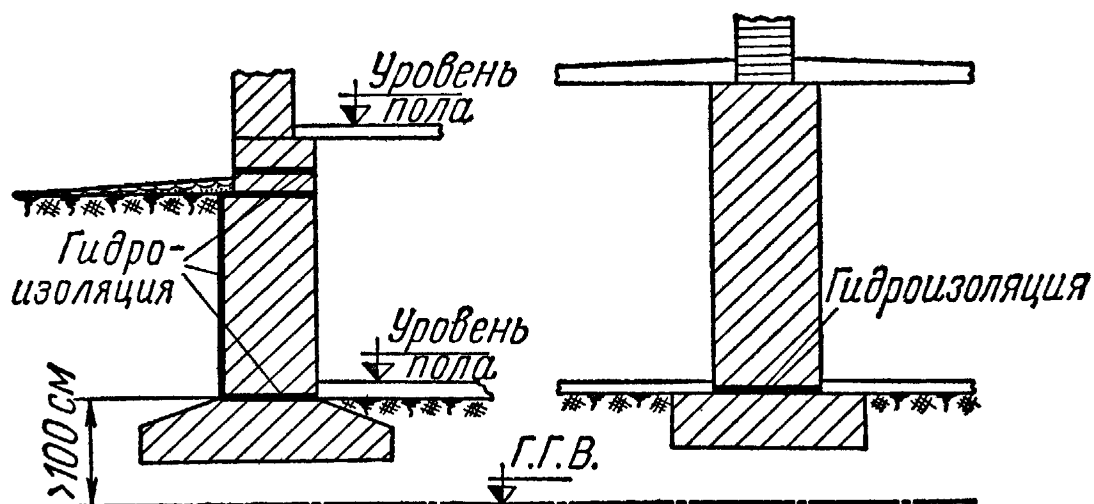


Рис. 104. Расположение гидроизоляции в фундаментах при подвальных помещениях и при горизонте грунтовых вод ниже подошвы фундамента

При напоре грунтовой воды горизонтальные гидроизолирующие поверхности необходимо пригружать противонапорными конструкциями, толщина которых определяется по формуле

$$h_к = \frac{h_н}{\gamma_0} \cdot a, \qquad (136)$$

где γ_0 — объемный вес материала противонапорной конструкции;
a — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,1.

При $h_н$ до 20 *см* напор погашается только весом напорной конструкции, роль которой выполняет бетонная подготовка. В этом случае можно применить в качестве гидроизоляции цементную смазку с церезитом.

При устройстве гидроизоляции сначала делается глиняный замок (рис. 105) из мягкой жирной глины толщиной 0,25 *м*, затем бетонная подготовка пола толщиной 10—25 *см*, поверх которой наносится цементно-песчаная гидроизоляция с добавлением 10% церезита.

Наиболее опасным местом при устройстве цементно-песчаной гидроизоляции является сопряжение пола подвала со стенами здания. В этом случае устраиваются деформационные швы из рулонно-битумных или металлических компенсаторов. Переход гидроизоляции с горизонтальных поверхностей на вертикальные показан на рис. 106. Вместо цементно-песчаной можно ставить асфальтовую

гидроизоляцию толщиной 25 *мм* преимущественно на горизонтальные поверхности. При нанесении асфальтовой гидроизоляции на вертикальные плоскости необходимо предусматривать защитные стенки из кирпичной кладки или из бетонных блоков на цементном растворе.

Места перехода гидроизоляции с горизонтальной поверхности на вертикальную должны оклеиваться гидроизоляционной стеклотканью.

Чтобы не было прерывистости в гидроизоляционном слое, рекомендуется бетонный пол подвала на сильно сжимаемых грунтах устраивать после окончания осадки стен или, если по произ-

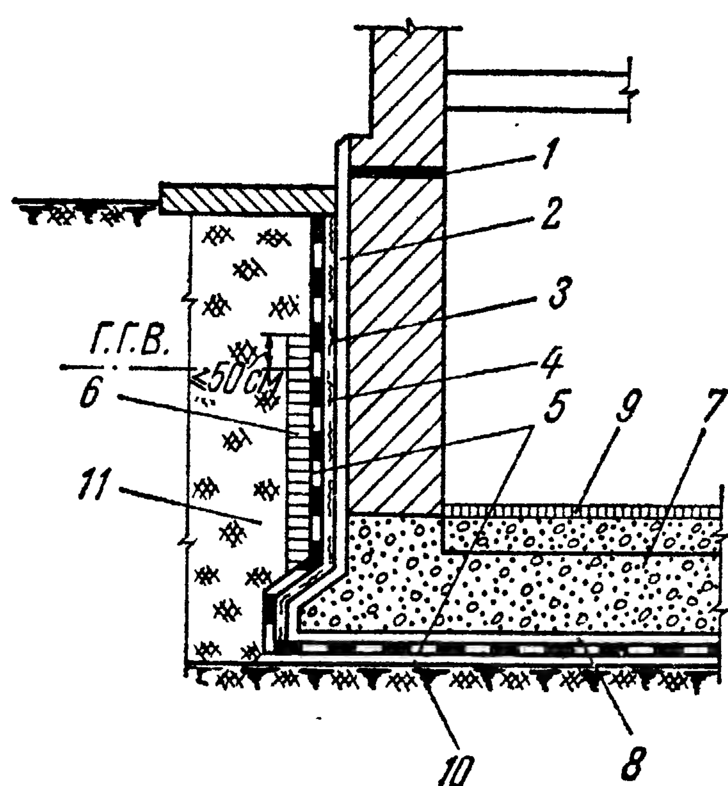
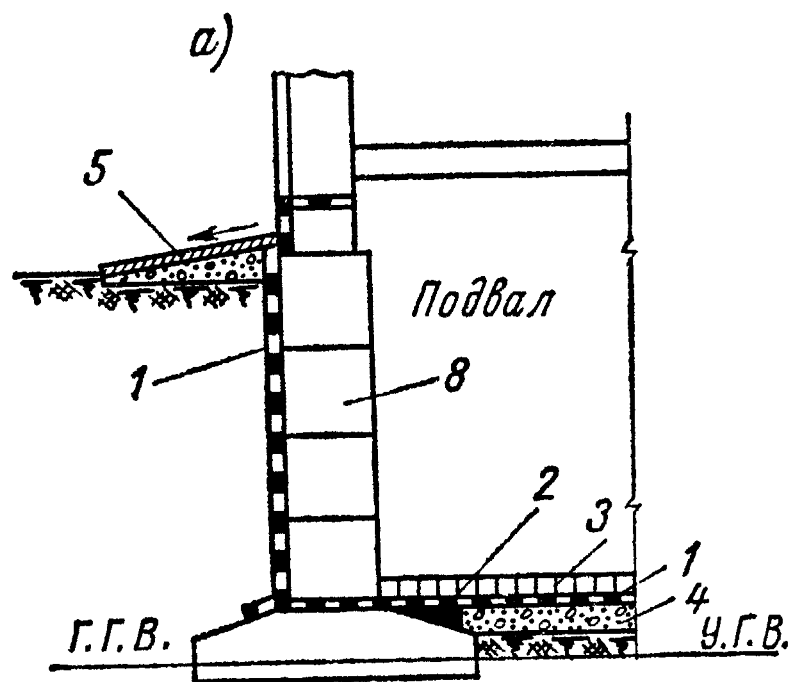


Рис. 105. Оклеечная гидроизоляция с глиняным замком:

1 — противокапиллярная гидроизоляция; *2* — гидроизоляционная цементно-песчаная штукатурка; *3* — обмазочная гидроизоляция; *4* — выравнивающая затирка или штукатурка; *5* — оклеечная гидроизоляция; *6* — защитная стенка; *7* — железобетонная фундаментная плита; *8* — защитная стяжка; *9* — чистый пол; *10* — слой асфальтобетона по утрамбованному грунту; *11* — глиняный замок



б)

в)

Рис. 106. Сопряжение гидроизоляции пола подвала со стенами здания:

а — цементно-песчаная гидроизоляция с наружной стороны; *б* — деталь перехода гидроизоляции с горизонтальной поверхности на вертикальную при нанесении ее по наружной поверхности; *в* — то же, при нанесении гидроизоляции по внутренней поверхности; *1* — цементно-песчаный гидроизоляционный слой; *2* — осадочный шов; *3* — чистый пол; *4* — бетонная подготовка; *5* — отмостка; *6* — бетонная фаска; *7* — армирующая сетка; *8* — стена; *9* — железобетонная конструкция

водственным соображениям это невозможно, вместо глиняного замка делается замок из битума с паклей.

В том случае, когда напор воды $h_н$ будет до 80 *см*, необходима напорная конструкция, которая выполняется как пригрузочный слой из гравия, монолитного бетона или из сборных плит, причем вес этого слоя должен превышать величину напора на 10%. Гидроизоляция здесь может быть асфальтовая, обмазочная или оклеечная. Устраивается она в соответствии с рис. 105.

При увеличенном напоре грунтовых вод, доходящем до 125 *см*, применяется оклеечная гидроизоляция с противонапорной конструкцией в виде железобетонной плиты с заделкой ее в фундаментную стену на 6—12 *см* или с постановкой усиленных балок, заанкеренных в стены и грунт. Железобетонные плиты должны рассчитываться на изгиб.

Для глинистых медленно сжимаемых грунтов внутри помещения подвала устраивают железобетонную рубашку — ящик с вертикальными стенками до отметки 0,4—0,6 *м* выше горизонта грунтовых вод. Железобетонная «рубашка» должна давать осадку независимо от осадки стены (рис. 107). Сверху на железобетонную плиту накладывается бетонная подготовка и пол подвала. Бетонная подготовка берется по расчету на восприятие напора воды.

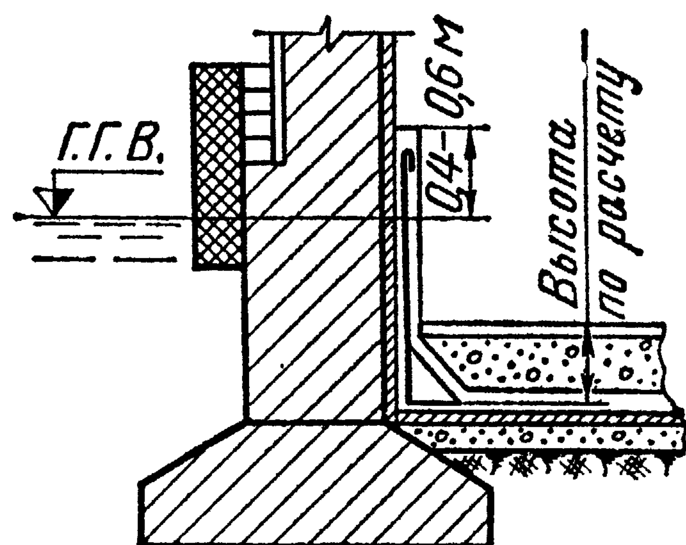


Рис. 107. Устройство гидроизоляции при $h_н$ до 1,25 *м*

При напоре воды больше 125 *см* добавляют еще специальные устройства в виде железобетонных балочных конструкций, заде-

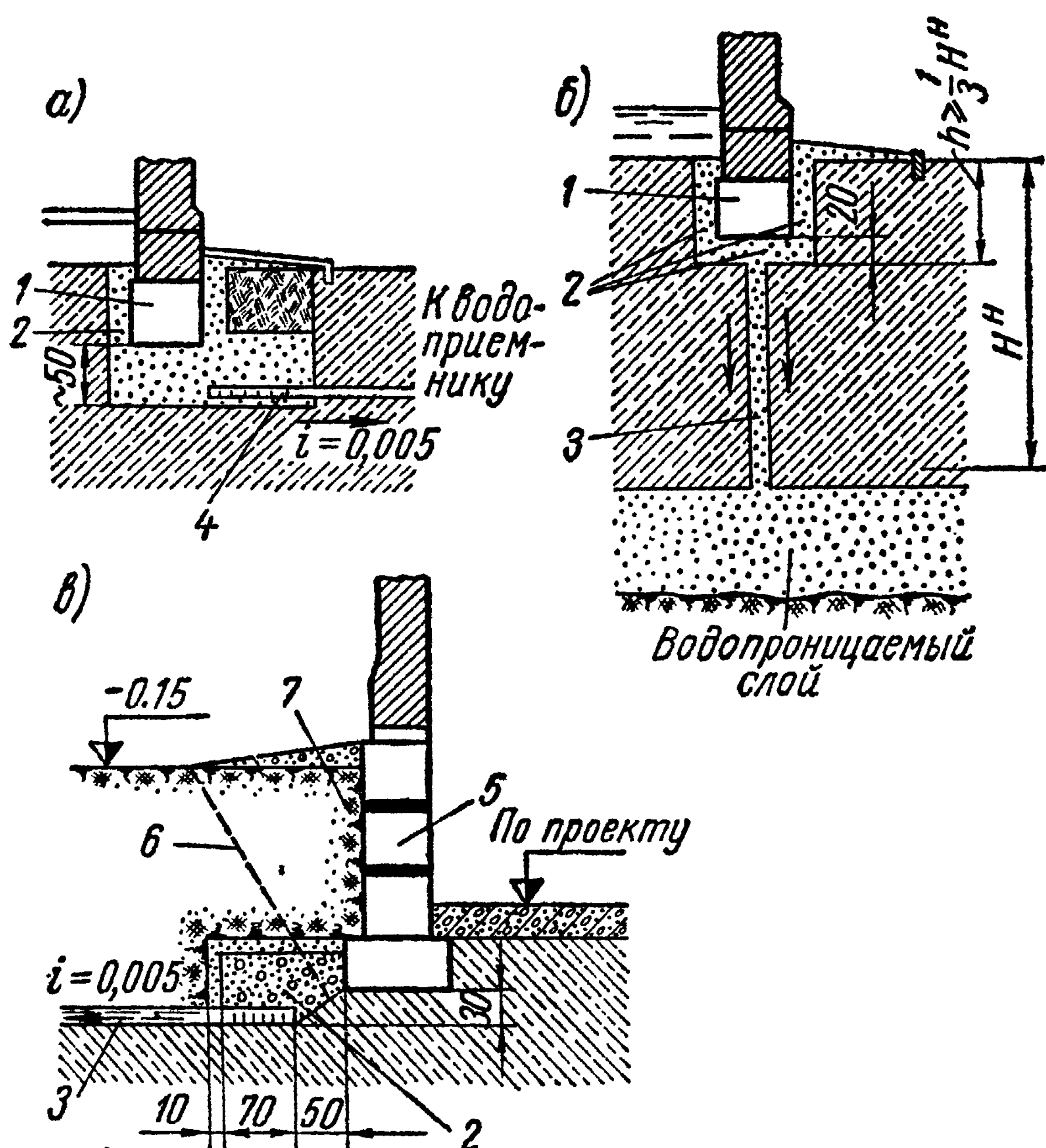


Рис. 108. Фундаменты с дренирующими прослойками:

1 — фундамент; *2* — дренирующая прослойка; *3* — водосборник; *4* — трубка с водоприемным отверстием; *5* — стена подвала; *6* — граница котлована; *7* — обмазка битумом

ланных в стены, или ставят дополнительные анкеры, заглубленные в грунт по расчету.

Для устранения напора грунтовой воды и с целью понижения зеркала грунтовых вод и их отвода от здания устраивают дренаж.

Эффективным методом борьбы с верховодкой и средством защиты фундаментов от морозного пучения глинистых грунтов являются дренирующие прослойки.

Фундамент с дренирующими прослойками может быть устроен;

а) в виде песчано-гравийной траншеи с водосборником, отводящей сетью и приемником воды (рис. 108, *а*);

б) в виде фундамента с дренирующей прослойкой, со сбросом воды в водопроницаемый грунт через скважину, шурф или сплошную траншею (рис. 108, *б*);

в) по принципу профилактических дренажей, в виде дренажных ящиков (рис. 108,*в*) дренажных труб, укладываемых по обрезу фундаментов, или используя продольные пустоты в фундаментных блоках-подушках вместо дренажных труб.

Песок, предназначенный для дренирующих прослоек, должен иметь коэффициент неоднородности меньше 10. Глубина заложения фундаментов при этом виде дренажа принимается не менее 80 *см* или равной 1/3 нормативной глубины сезонного промерзания.

Экономия от фундаментов с дренирующими прослойками достигает 40—60% стоимости обычных ленточных фундаментов.

§ 7. Защита фундаментов от агрессивных вод

Для целостности сооружений весьма существенное значение имеет защита фундаментов от воздействия агрессивных вод.

Подземные воды содержат в растворе некоторые газы и минеральные вещества. В зависимости от количества этих веществ, содержащихся в воде, она считается неагрессивной, слабоагрессивной, среднеагрессивной, сильноагрессивной.

Признаки агрессивности воды по отношению к растворам, каменным кладкам, бетону и металлу:

1. По содержанию свободной углекислоты. В этом случае в свежеуложенном бетоне, в известняках и доломитах происходит образование бикарбоната кальция или бикарбоната магния ($CaCO_3+CO_2+H_2O=Ca(HCO_3)_2$, который способен растворить в воде кладку фундамента и тем самым нарушить ее прочность. При этом получается агрессивность углекислая.

2. Наличие органических кислот (гумусовые кислоты болотных вод), разлагающихся органических веществ (выгребные ямы, навоз, гумус), которые разрушают известковый раствор и бут-известняк.

3. Наличие серной кислоты и ее солей. Сернокислые соли (суль-

фаты) чаще всего встречаются в природе в виде сернокислого кальция ($CaSO_4$) и сернокислого магния ($MgSO_4$). В соединении с цементом в растворах и бетонах фундаментов $CaSO_4$ дает сложное соединение, называемое сульфоалюминатом кальция, или солью Деваля, которая при этом, увеличиваясь в объеме в 2,5 раза, превращается в белую слизь и быстро разрушает бетон.

4. Сернокислый магний при действии на цемент может дать гидрат магния $Mg(OH)_2$, который как аморфное вещество не обладает связностью. В этом случае будем иметь сульфатную или магнезиальную агрессивность.

5. Наличие мягкой воды при временной (бикарбонатной) жесткости в градусах $<4°$. Эти воды обладают большой растворяющей способностью при воздействии на бетон, растворы и многие другие силикатные материалы; при этом наблюдается агрессивность выщелачивания.

6. По содержанию водородных ионов (водородный показатель *pH*) в сочетании с временной жесткостью; агрессивность общекислотная.

При количественном анализе воды определяют сухой остаток, гидрокарбонатную щелочность, содержание свободной углекислоты, водородные ионы, ионы кальция и магния, натрия и калия, содержание сероводорода и окисляемость.

Агрессивность воды-среды устанавливается путем сопоставления результатов химического анализа воды с нормами агрессивности, приведенными в Инструкции по проектированию — «Признаки и нормы агрессивности воды-среды для железобетонных и бетонных конструкций» (СН 249—63).

Если вода-среда будет признана агрессивной, то водостойкость материала фундамента должна быть обеспечена специальными мероприятиями — гидроизоляцией, применением бетона повышенной плотности специальных цементов, защитных оболочек и снижением степени агрессивности воды.

Количественные показатели степени агрессивности воды берутся из действующих инструкций [66; 93].

Вода считается агрессивной:

а) если гидрокарбонатная щелочность, выраженная в *мГ-экв*, имеет значения ниже приводимых величин в инструкции;

б) если водородный показатель (*pH*) имеет значение меньшее, чем приводимые величины в инструкции.

Пример оценки агрессивности воды и выбор цемента.

Дано: 1. Содержание в воде-среде ионов в *мг/л*: SO_4—1460; Cl—2187, HCO_3—150; Ca—437; Mg—272; Na—1158.

2. Содержание ионов в *мг-экв*: SO_4—30,4; Cl—61,6; HCO_3—2,46; Ca—21,8; Mg—22,3; Na—50,4.

Содержание свободной CO_2—67 *мг/л*, гидрокарбонатная щелочность (временная жесткость) — 2,5 *эмг-кв*, водородный показатель (*pH*)—6,7.

Требуется определить агрессивность воды по отношению к бетонной напорной конструкции (с толщиной менее 50 *см*), расположенной в грунте с $К_ф$ от 10 до 0,1 *м/сутки*.

Решение. 1. В нашем примере вода имеет гидрокарбонатную щелочность 2,46 *мг-экв*. Так как выщелачивающая агрессивность не нормируется, то по этому признаку вода не может считаться агрессивной.

2. Вода обладает общекислотной агрессивностью по отношению к бетону на портландцементе, так как $pH=6{,}7$, превышает минимально допустимые величины $pH=6{,}0$ [93].

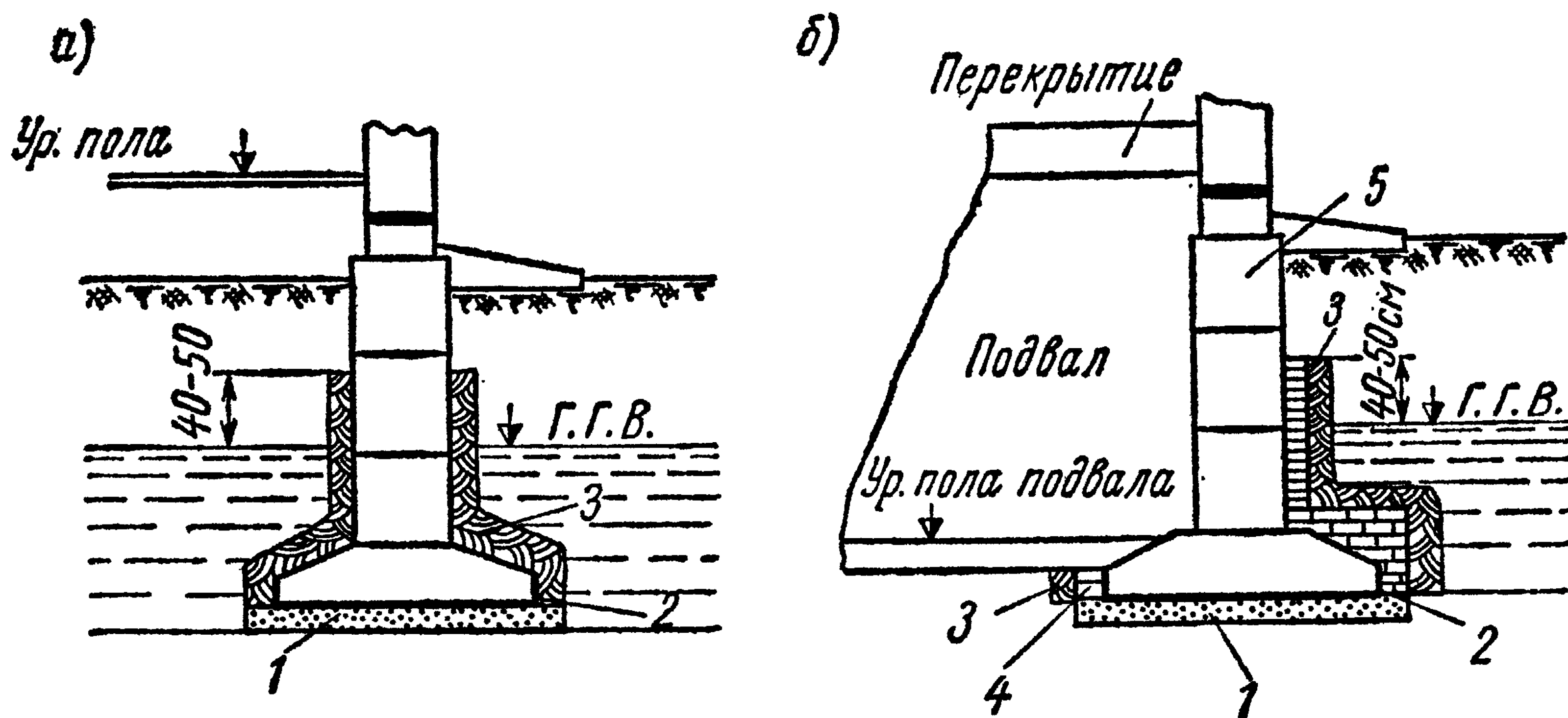


Рис. 109. Конструкция фундамента, защищенного от действия агрессивной воды:

а — для бесподвального помещения; *б* — для подвального помещения; *1* — песчаная или бетонная подготовка; *2* — гидроизоляция; *3* — жирная мятая глина; *4* — стенка из красного обожженного кирпича толщиной 12 *см*; *5*-сплошные бетонные блоки

3. Для воды данного состава допустимое содержание свободной углекислоты составляет:

а) бетон на портландцементе

$$a\,[Cl]+b+к=0{,}05\cdot 437+18+25=64{,}8\ мг/л;$$

б) бетон на смешанных цементах

$$a\,[Cl]+b+к=0{,}05\cdot 437+18+20=59{,}9\ мг/л.$$

Так как вода содержит свободной углекислоты $CO_2=67$ *мг/л*; то она будет агрессивна по отношению к бетону на пуццолановом цементе и не агрессивна к бетону на портландцементе.

4. Содержание ионов SO_4 для группы несульфатостойких цементов не должно превышать 100+0,15 (Cl) *мг/л*, т. е. $100+0{,}15\times\times 2187=428$ *мг/л*. Но так как данная вода содержит 1460 *мг/л* SO_4, то она обладает сульфатной агрессивностью по отношению к бетону, изготовленному на несульфатостойких цементах.

5. Содержание в воде ионов Mg не должно превышать для портландцементов 7000—SO_4=7000—1460=5540 *мг/л*, а для группы смешанных цементов 6000—SO_4=6000—1460=4540 *мг/л*.

Следовательно, вода не обладает магнезиальной агрессивностью по отношению к бетону, так как она содержит только 272 *мг/л* ионов Mg.

Конструкция бесподвальных помещений с защитой от коррозии показана на рис. 109, *а*; конструкция фундамента подвального помещения, защищенная от действия сильно агрессивной воды, дана на рис. 109, *б*.

Глава 3

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПО УСТРОЙСТВУ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Общая оценка пригодности территории для строительства дается на основании инженерно-геологических изысканий, которые должны строго соответствовать результатам геологических, гидрогеологических, лабораторных, полевых и других исследований.

Для устройства фундаментов мелкого заложения (на глубине 3—4 *м*) применяются котлованы большого и малого сечения и траншеи.

Для сплошных фундаментов, подвальных помещений и при значительном количестве отдельных часто расположенных фундаментных стен котлованы роют так, чтобы промежутки между ними не стесняли работу. Траншейного типа котлованы откапывают для ленточных фундаментов и коммуникационных устройств.

Котлованы и траншеи должны быть защищены от попадания в них поверхностных вод. В процессе откопки выемок должно быть установлено тщательное наблюдение за состоянием специальных устройств по отводу поверхностных вод.

При выборе способа производства работ по возведению фундаментов следует устранить возможность обвалов грунта в котлован и промерзание дна котлована после его отрывки. Нужно также обеспечить наименьшую общую стоимость фундамента и основания при соблюдении всех технических условий, предъявляемых к качеству работ.

§ 1. Откопка котлованов и траншей на местности без поверхностных и грунтовых вод

Откопка котлованов без креплений. В некоторых случаях производства работ откосы выемок вертикальные или наклонные могут быть оставлены без крепления в зависимости от вида и состояния грунта, продолжительности стояния открытого котлована и других производственных и экономических особенностей.

Допускаемая устойчивая высота вертикального откоса h без креплений в грунтах естественной влажности с нагрузкой на бровке и при отсутствии грунтовых вод может быть определена по формуле

$$h=\frac{1}{\gamma_0}\left[\frac{2c}{K_{зап}\,\mathrm{tg}\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)}-q\right], \qquad (137)$$

где c — сила сцепления грунта;

γ_0 — объемный вес грунта;

φ — угол внутреннего трения грунта;

$K_{зап}$ — коэффициент запаса (1,5÷2,5);

q — временная нагрузка на бровке грунта.

При более глубоких выемках котлованы и траншеи необходимо разрабатывать с креплениями.

Откопка котлованов и траншей с креплением. Крепления котлованов и траншей без грунтовых вод могут быть распорными, подкосными, анкерными и рамными.

Распорное крепление применяется главным образом в выемках траншейного типа. В общем случае оно состоит из забирки, стоек и распорок. В плотных грунтах допускается доски забирки укладывать с промежутками, равными ширине доски. Для рыхлого мелкого песка, подвижность частиц которого довольно значительна, следует применять сплошную забирку.

Для крепления выемок применяется распорное крепление инвентарного типа, стоимость которого в 3—4 раза ниже стоимости обычного крепления. В состав инвентарного крепления входят: 1) металлические инвентарные винтовые распорные рамы; 2) металлические инвентарные монтажные стойки с кронштейнами; 3) элементы забирки (доски, инвентарные щиты и др.).

Инвентарный тип крепления может быть применен в траншеях глубиной до 5 *м*.

Подкосное крепление устраивается в котлованах глубиной до 6 *м*, так как при этой глубине распорное крепление применять нецелесообразно из-за больших размеров выемки в плане.

Подкосное крепление состоит из следующих элементов: забирки, стойки и системы подкосов, расположенных в котловане, а также упорного конструктивного элемента для подкоса.

Подкосное крепление создает значительные затруднения в окончательной обработке котлована и кладке фундамента. Поэтому его можно рекомендовать в случае, когда нельзя применить другой вид крепления.

При глубине котлованов до 4 *м* применяют анкерное крепление, которое состоит из забирки, стоек и анкера. Стойки забиваются в грунт на 1,5—2,0 *м* в зависимости от его плотности. Анкерная оттяжка головы стойки делается из проволоки или из двух досок с болтовыми креплениями в голове стойки и в свайке, забитой вне призмы обрушения. Длина анкера должна быть взята по условию $B_1 \geqslant \frac{H}{\operatorname{tg} \varphi}$ (где H — глубина котлована; φ — угол внутреннего трения грунта). Для удобства работы на строительной площадке анкеры иногда «утапливают» ниже поверхности грунта.

Стойка рассчитывается как балка, у которой один конец защемлен, а другой свободно опирается в месте заделки анкера, с нагрузкой в виде треугольника с максимальной ординатой и расчетным пролетом балки H.

§ 2. Производство работ по откопке выемок с грунтовыми водами

При наличии грунтовых вод стенки выемок крепятся шпунтовыми рядами или устраивается водоотлив с искусственным водопонижением, а также применяется искусственное замораживание, битумизация и глинизация грунтов. Если территория строительства

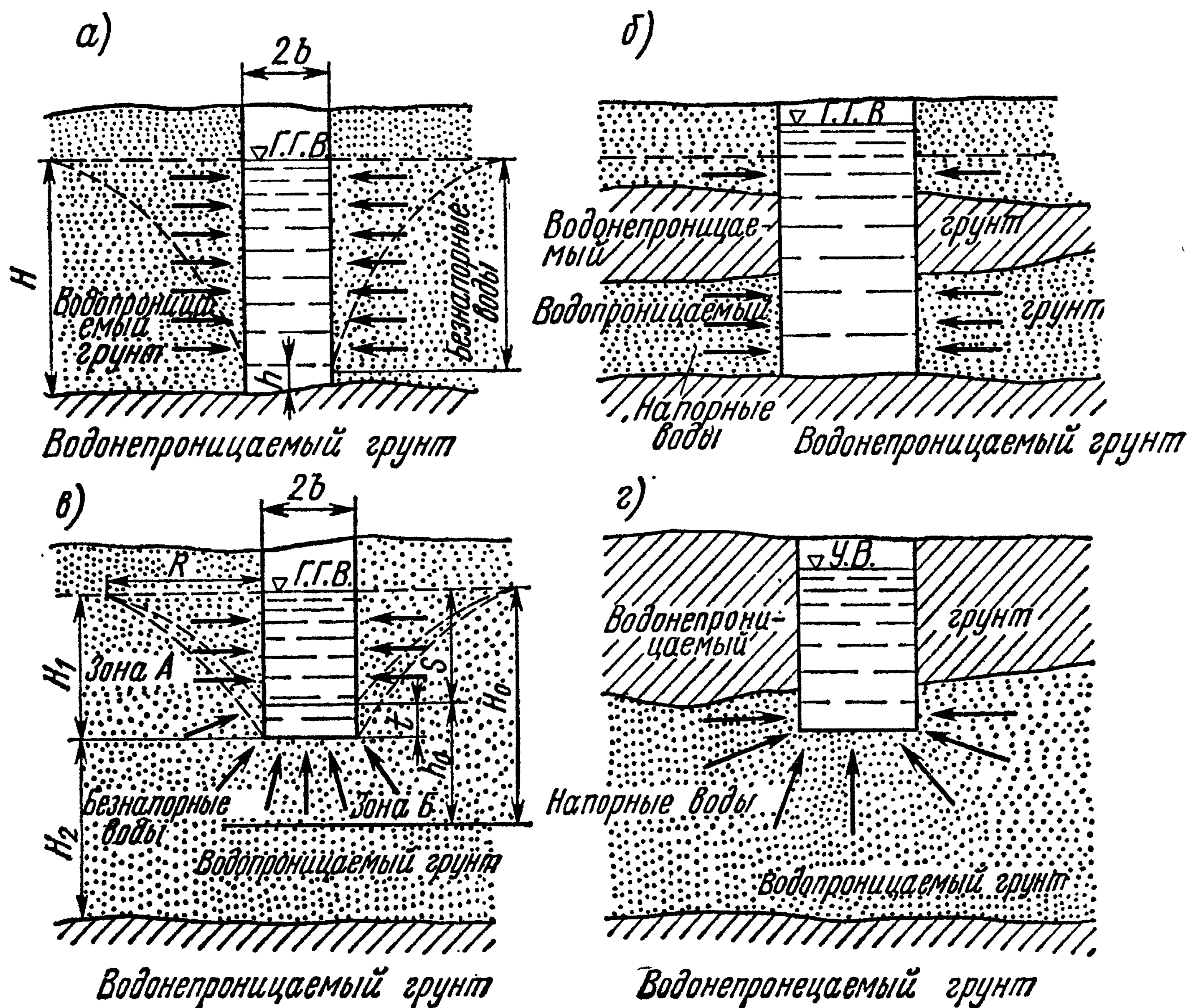


Рис. 110. Типы котлованов частично заполненных грунтовой водой: *а* и *б* — совершенного типа; *в* и *г* — несовершенного типа

покрыта поверхностными водами, то нужно устраивать перемычки. Чтобы определить количество водоотливных механизмов и их мощность, необходимо знать приток воды в котлован или траншею.

Определение притока воды в котлован. В зависимости от гидрогеологических особенностей строительного участка подземная вода будет поступать в разрабатываемую выемку по типу совершенного или несовершенного колодцев (рис. 110), с напорной или безнапорной водой.

В случае совершенного колодца количество поступившей в котлован воды Q можно подсчитать по формуле Дюпюи

$$Q = LK_{\text{ф}} \cdot \frac{H^2 - h^2}{R}, \qquad (138а)$$

где L — длина котлована или траншеи;

H — мощность водоносного слоя;

h — высота участка просачивания воды через стенки котлована при откачке, которую можно принимать равной нулю;

$K_ф$ — коэффициент фильтрации водоносного пласта;

R — радиус влияния понижения воды.

При несовершенном колодце вода проникает не только через стенки котлована, но также и через его дно. Количество воды, проникающей в котлован в этом случае, можно определить по формуле проф. Замарина Е. А.

$$Q = LK_ф \cdot \frac{H_0^2 - h_0^2}{R}, \qquad (138б)$$

где H_0 — глубина активной зоны, равная 1,3 H_1;

H_1 — глубина воды в выемке, отсчитываемая от статического уровня грунтовых вод (рис. 110, *в*);

h_0 — глубина воды в выемке, отсчитываемая от подошвы активной зоны. Можно принимать $t=0$ (см. рис. 110, *в*), тогда

$$h_0 = H_0 - S.$$

Приток воды в котлованы несовершенного типа можно подсчитать также по методу Р. Р. Чугаева.

Поток грунтовой воды делится на две зоны (см. рис. 110, *в*):

1) зона *А* (ненапорный поток), для которой приток воды определяется по формуле Дюпюи;

2) зона *Б* (условно напорный), для которой приток воды определяется по формуле Н. Н. Павловского.

Общий расход $Q = Q_1 + Q_2$, или

$$Q = LK_ф \frac{H_1^2}{R} + K_ф L \cdot H_1 q = LK_ф \cdot \left(\frac{H_1^2}{R} + H_1 q\right), \qquad (138в)$$

где q — приведенный расход воды напорной части потока, который находится по графику Р. Р. Чугаева, выражающему функциональную зависимость

$$q = f(\alpha_1 \beta); \quad \alpha_1 = \frac{R}{R+b}; \quad \beta = \frac{R}{H^2}$$

(b — полуширина котлована; L — длина котлована).

Устройство шпунтового ряда. Шпунтовый ряд (рис. 111) выполняется из отдельных элементов — шпунтин (деревянных, металлических или железобетонных). Верх шпунтового ограждения располагается выше максимального уровня грунтовых вод на 0,3—0,5 *м*. Ниже дна котлована шпунт забивается по расчету, но не менее чем на 1,0—1,5 *м*. Глубина котлована с деревянными шпунтовыми стенками может быть до 3—4 *м*.

Деревянные шпунты делаются из досок сплошного или клееного сечения и из брусьев.

Для того чтобы в процессе забивки шпунтина прижималась к ранее забитой, заострение ее делается с некоторым эксцентриситетом в сторону паза шпунтины. Для ускорения забивки деревянный шпунт забивается пакетами, состоящими из 2—3 шпунтин.

Шпунтины забиваются специальными механизмами, называемыми шпунтобойками, и вибрированием. Погружение шпунтин в грунты с песчаными и гравелистными прослойками рекомендуется производить забивкой с подмывом.

Металлический шпунт имеет преимущества перед деревянным: бóльшую глубину забивки (от 12 до 25 *м*), возможность забивки через прослойки твердых грунтов, лучшую плотность стыков, а также

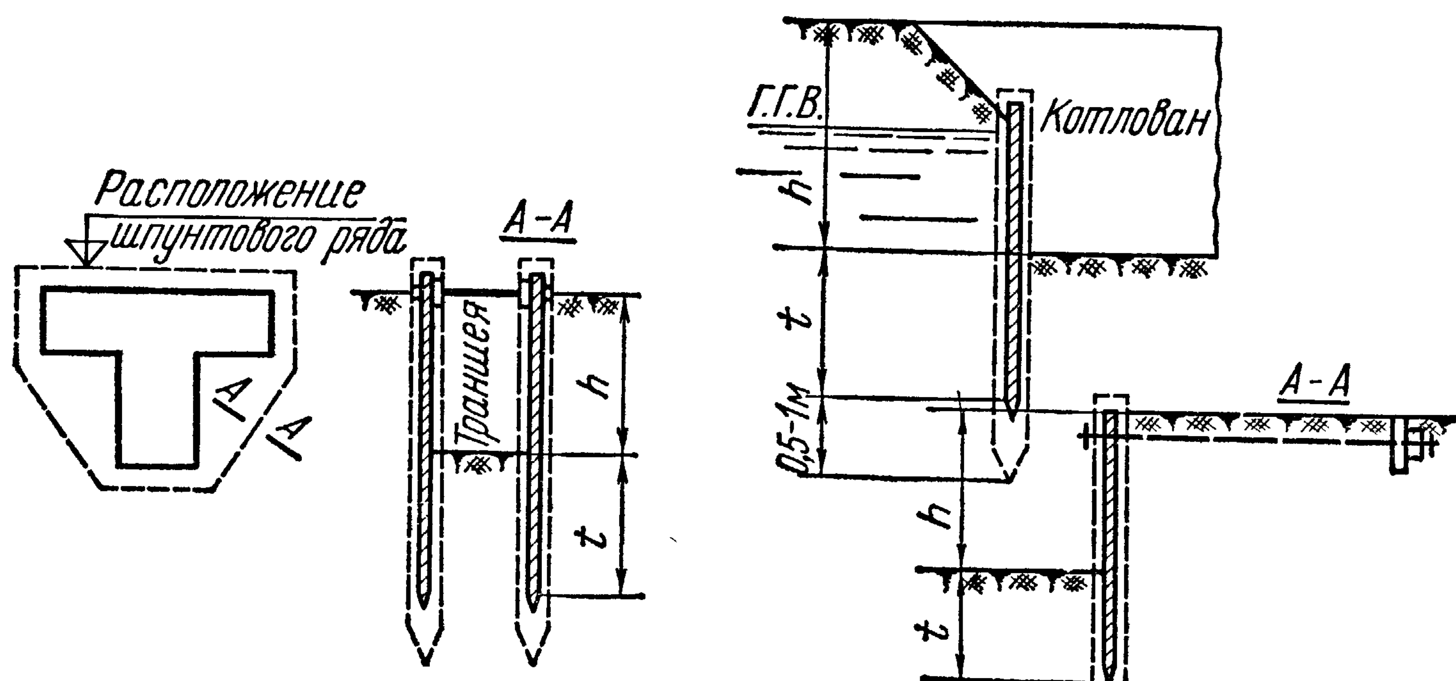


Рис. 111. Схема крепления в виде шпунтового ряда

возможность неоднократного применения. Забивка металлических шпунтин производится с помощью молотов или вибропогружателей ВГ-5, ВПП-2 и вибратора Т-104.

Изготавливаются также железобетонные шпунтины, которые оставляют в грунте на весь период эксплуатации сооружения.

Расчет шпунтового ряда производится по двум расчетным схемам:

1) свободно стоящий шпунтовый ряд испытывает давление грунта от стенки котлована;

2) шпунтовый ряд имеет анкерное крепление и испытывает давление грунта от стенки котлована.

Расчет шпунтовой стенки может быть сделан двумя способами: по Якоби (аналитический способ) и с помощью упругой линии (аналитический и графо-аналитический способ).

В процессе расчета определяется устойчивость шпунтового ряда, т. е. глубина забивки ниже дна котлована (t), и прочность шпунтины (определение толщины шпунтины δ).

Расчет свободно стоящего шпунтового ряда с давлением грунта от стенки котлована. На шпунт справа действует активное давление по всей высоте с максимальной ординатой (рис. 112)

$$a = \gamma_W \lambda_a (t + H),$$

где $H=h+h_0$; ($h_0=\gamma_W$) — приведенная высота полезной нагрузки.

Слева на стенку действует пассивное сопротивление, равное $p=\gamma_W\lambda_p t$.

Складывая эпюры отпора и распора, получим эпюру напряжений, показанную на рис. 112.

Порядок расчета шпунтовой стенки:

1. Определяют коэффициенты λ_a и λ_p по формулам

$$\lambda_a=\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right) \text{ и } \lambda_p=\mathrm{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right).$$

2. Находят интенсивность давлений: активного $a=\gamma_W h\lambda_a$ и пассивного $p=\gamma_W t\lambda_p$.

3. Вычисляют силу активного давления E_a и точку ее приложения z.

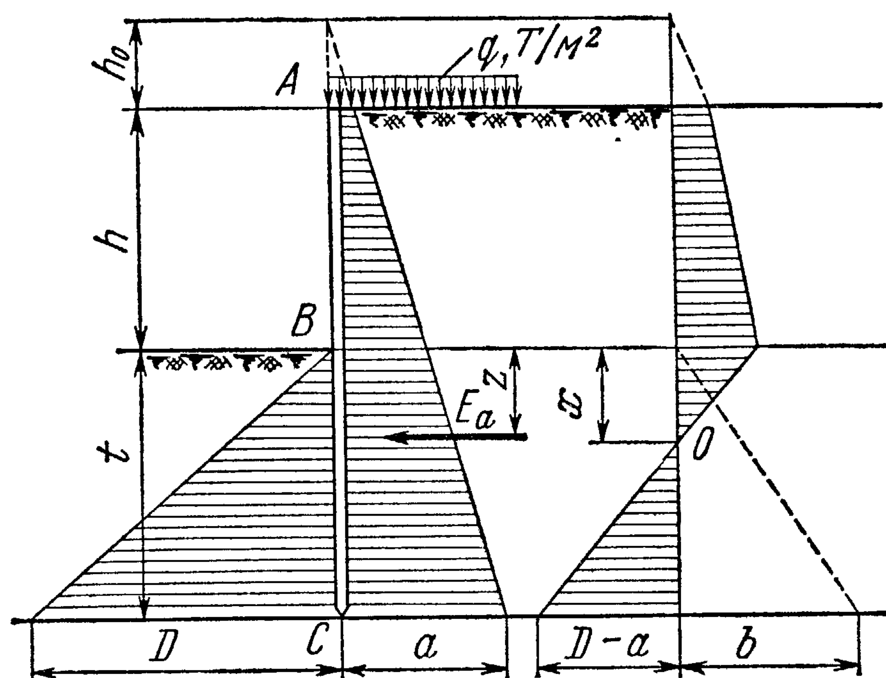


Рис. 112. Эпюра давления грунта на незаанкеренную шпунтовую стенку ($D=p$)

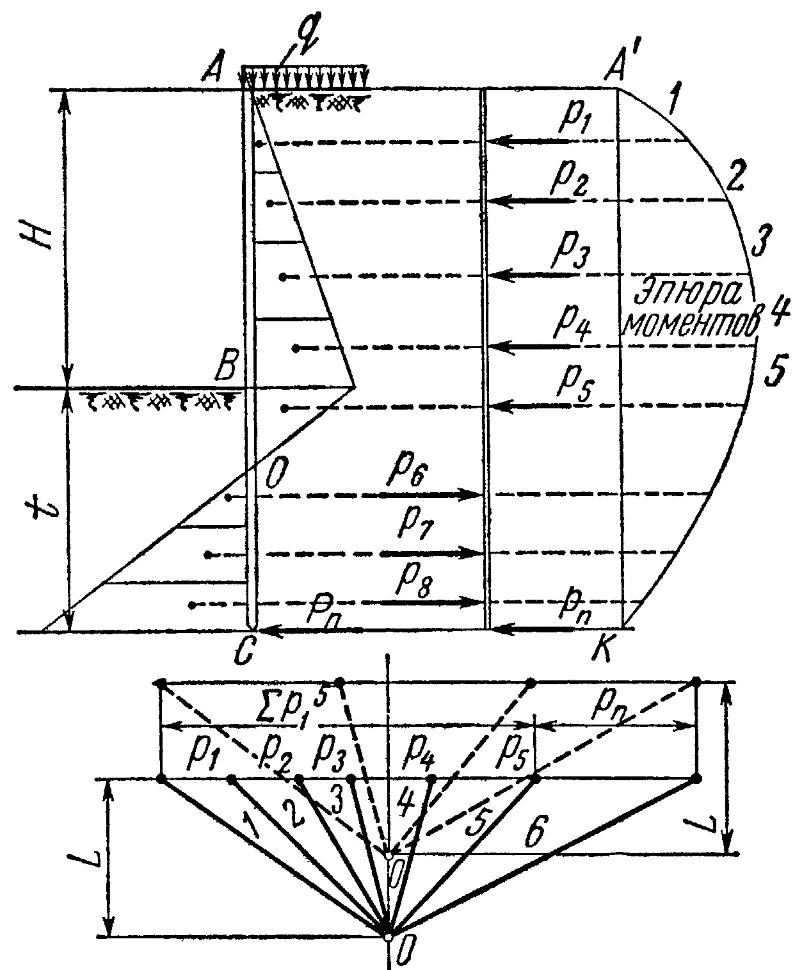


Рис. 113. Графо-аналитическое построение эпюры давлений грунта на шпунтовую стенку

4. Находят $b=\gamma_W(\lambda_p-\lambda_a)t$.

5. Определяют величины

$$d=\frac{bt^2-6E_a(t-z)}{bt-2E_a};$$

$$e=\frac{b(t-d)-2E_a}{d};$$

$$f=\frac{(t-d)}{t}b; \quad x=t-\frac{ed}{e+f}.$$

Коэффициент запаса $\quad K=\frac{b}{e}\geqslant 1.$

Расчет таких стенок желательно проводить графо-аналитическим способом упругой линии, который заключается в следующем:

1. Строится суммарная эпюра давлений грунта по всей высоте стенки (рис. 113).

2. Эта эпюра делится горизонтальными линиями на участки с одинаковой высотой. Площадь давлений заменяется сосредоточенными силами P_1, P_2, P_3 и т. д. с точкой их приложения в центре тяжести каждой площади давлений.

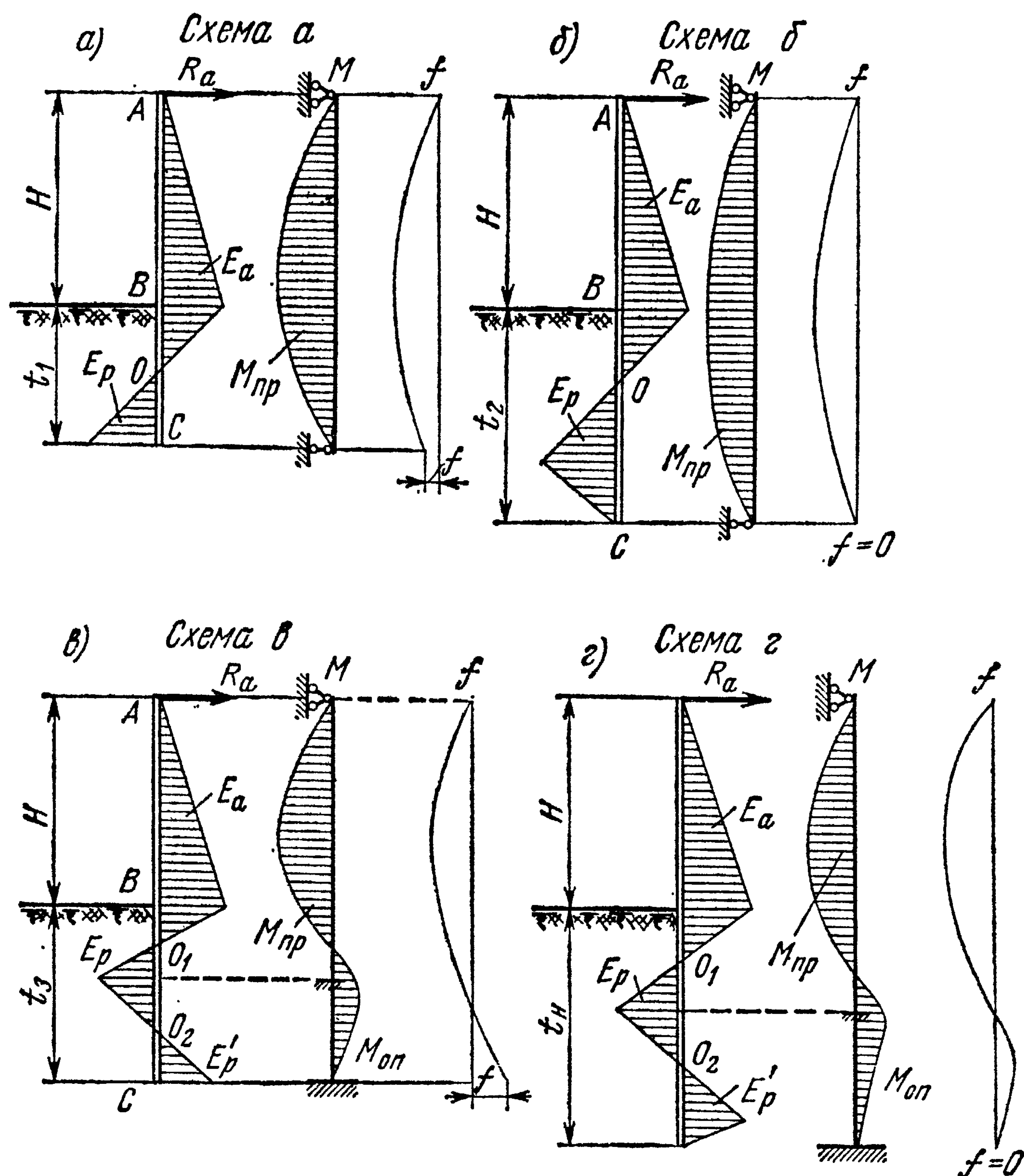


Рис. 114. Эпюра нагрузок, изгибающих моментов и схемы упругой оси шпунтины

3. Отпор земли заменяется справа горизонтальной нагрузкой $P_п$.

4. Строится веревочный многоугольник с произвольным полюсом лучей O и полюсным расстоянием L (см. рис. 113).

5. Из точки A' проводится линия, параллельная шпунтовой стенке, которая является замыкающим лучом эпюры моментов. Если последний луч веревочного многоугольника пересечется с ней в точке K, расположенной на линии действия последней силы, то глубина забивки выбрана достаточной. В том случае, если точка K окажется ниже, глубина забивки t будет недостаточной; наоборот, если точка K будет выше, величина забивки окажется излишней.

Расчет шпунтового ряда с одним анкерным креплением. В зависимости от глубины забивки t могут быть два предельных состояния работы стенки под нагрузкой: как балка, свободно опертая на двух концах, и как балка, свободно опертая одним концом в точке закрепления анкера и другим — защемленная в грунте.

На рис. 114 приведены схемы работы заанкеренной стенки: как балка, свободно опертая на двух концах (рис. 114, *а*, *б*), и как балка, защемленная одним концом и свободно опертая другим (рис. 114, *в* и *г*).

Схема *а* соответствует случаю недостаточной забивки шпунтовой стенки. Шпунт работает как свободно опертая балка. Эпюра моментов однозначна. Нижний конец шпунта может сместиться на величину f.

Схема *б*. Стенка несколько больше заглублена; пассивное давление слева используется полностью. Эта схема положена в основу расчета шпунтовой стенки по методу упругой линии.

Схема *в*. Стенка с еще большей глубиной забивки, в более плотном грунте. Эпюра моментов двухзначная. Изогнутая ось внизу пересекает линию первоначального положения. Вследствие защемления нижнего конца появляется момент в заделке и при недостаточной величине отпора грунта справа E_p' нижняя часть может сместиться влево.

Схема *г* соответствует случаю, когда величина t увеличена по сравнению с предыдущим случаем, в результате чего увеличивается E_p' и нижний конец не будет смещаться.

Схема *г* также положена в основу расчета шпунта по методу упругой линии.

Расчет шпунтовой стенки сводится к следующему:

1. Вычисляются величины удельного давления грунта на стенку, по которым строится эпюра давлений (рис. 115, *а*) согласно теории Кулона с учетом и без учета сил трения:

а) без учета сил трения со стороны активного давления грунта на стенку:

$$p_0' = \gamma_W (\lambda_p' - \lambda_a) h_0; \qquad (139а)$$

со стороны пассивного сопротивления на стенку:

$$p_0 = \gamma_W (2\lambda_p - \lambda_a) t_0, \qquad (139б)$$

где $\lambda_p' = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi_1}{2}\right)$;

φ_1 — угол внутреннего трения грунта на уровне острия шпунтовой стенки;

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right);$$

φ — угол внутреннего трения грунта выше точки поворота стенки O;

$$\lambda_a = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right);$$

б) с учетом сил трения:

$$p_0 = \gamma_W \left(\lambda_p'' - \lambda_a''\right) t_0,$$

где

$$\lambda_p'' = \frac{\cos^2\varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos\delta}}\right]^2};$$

$$\lambda_a'' = \frac{\cos^2\varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \delta)}{\cos\delta}}\right]^2}.$$

2. Строится эпюра давлений и разбивается на участки высотой от 0,5 до 1,0 *м*. Для каждого участка находится сосредоточенная сила и точка ее приложения (рис. 115, *б*).

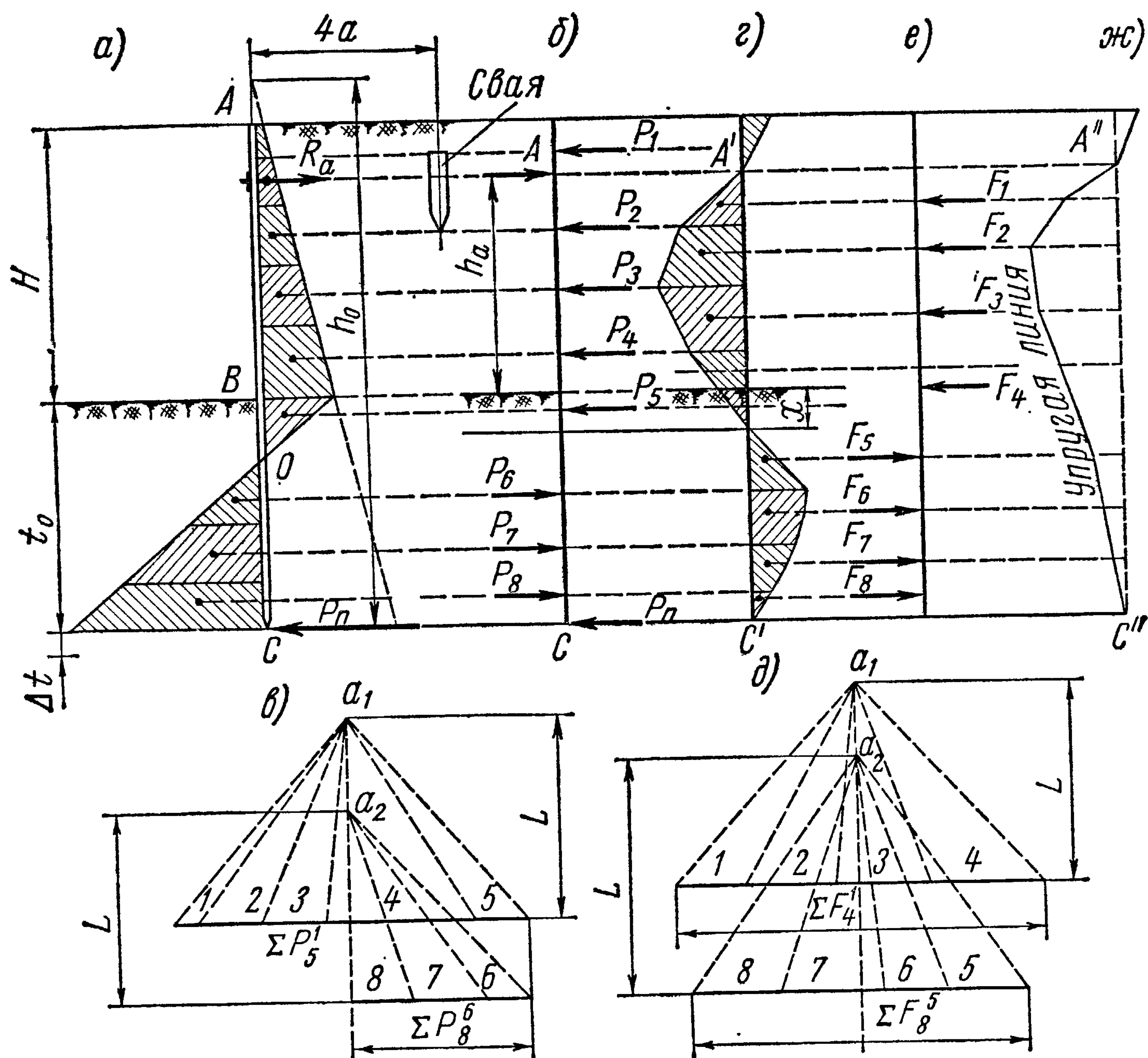


Рис. 115. Расчетная схема стенки с анкером по методу упругой линии ($L_a = 4a$)

3. Строится план сил с выбранным полюсным расстоянием (рис. 115, *в*) и веревочный многоугольник (рис. 115, *г*), который является эпюрой моментов. Замыкающий луч веревочного многоугольника

должен проходить через точки пересечения многоугольника с реактивными силами $R_а$ и $E'_р$. План сил и веревочный многоугольник должны быть замкнуты.

4. Затем графически строится упругая линия на эпюре моментов с делением ее на отдельные участки и заменой полученных площадей сосредоточенными силами. По плану сил строится веревочный многоугольник.

Построение упругой линии позволяет судить о глубине забивки шпунтовой стенки. Если последний нижний луч эпюры упругой линии направлен по касательной к веревочной кривой в точке, расположенной на линии действия сил, соответствующей нижней полосе эпюры моментов, и пересекает первый луч на уровне анкерной опоры, то глубина забивки стенки в грунт выбрана правильно. Если эпюра упругой линии не замыкается, то следует увеличить t_0 на Δt, равное

$$\Delta t = \frac{E'_р}{2p'_0},$$

тогда общая глубина забивки

$$t = t_0 + \Delta t.$$

Величина максимального изгибающего момента M_{max} определяется как произведение ординаты эпюры моментов y_{max} на полюсное расстояние L:

$$M_{max} = y_{max} L. \qquad (140)$$

Анкерное усилие $R_а$ отсекается первым лучом силового многоугольника и лучом, параллельным замыкающей.

Расстояние анкерной сваи $L_а$ должно быть таким, при котором бы призма отпора грунта не могла выпирать вверх по плоскости скольжения. Наиболее выгодное расстояние анкерной сваи от стенки

$$L_а = H \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + (t - d) \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (141)$$

Поверхностный и глубинный водоотлив. При наличии в котловане грунтовой воды прибегают к поверхностному или глубинному водоотливу.

Выбор метода водоотлива зависит от характера грунта, скорости и коэффициента фильтрации воды, которые выбираются с таким расчетом, чтобы была предотвращена возможность суффозии грунта с поверхности дна и стенок котлована.

Суффозия имеет место лишь в несвязных и малосвязных грунтах (песчаные, гравелистые, пылеватые супеси).

Скорость и коэффициенты фильтрации, при которых начинается механическая суффозия, зависят от коэффициента неоднородности грунта.

Определив $k_н$ по полулогарифмической кривой гранулометрического состава грунта и гидравлический градиент $I=\frac{v}{K_ф}$ ($K_ф$ — коэффициент фильтрации; v — скорость фильтрации), находят область безопасных градиентов в грунте и сравнивают их с фактическими градиентами.

В этом случае $I_{факт}$ должно быть равно или меньше табличного (табл. 30).

Таблица 30

$k_н=\frac{d_{60}}{d_{10}}$	5	10	15	20	25	30	35	40
I	0,75	0,5	0,4	0,3	0,27	0,25	0,25	0,25

В зависимости от полученных градиентов и намечается метод водоотлива.

Водоотлив должен устраиваться с таким расчетом, чтобы выемка грунта и возведение фундамента могли проводиться без воды в

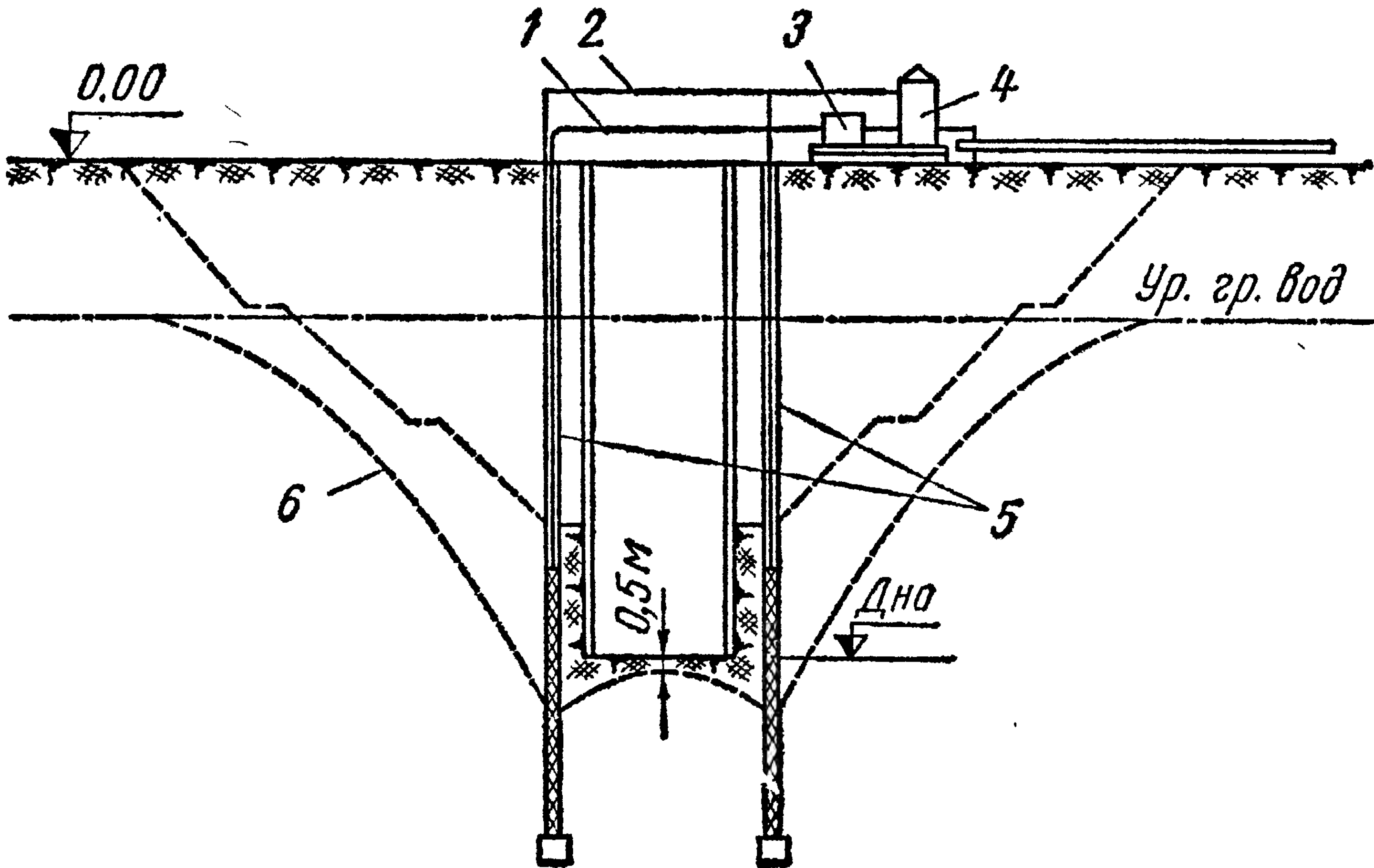


Рис. 116. Схема одноярусного водопонижения глубокими иглофильтрами:

1 — всасывающая линия; *2* — воздушная линия; *3* — вакуум-насос; *4* — ресивер; *5* — иглофильтры; *6* — депрессионная кривая

котловане. С этой целью вода отводится к сборному пункту, называемому приямком, колодцем или зумпфом. Зумпфы имеют размеры в плане примерно 1×1 *м* и заглубление ниже отметки дна котлована. Они огораживаются по периметру шпунтовой стенкой и расстанавливаются на 20—30 *м* один от другого.

В данном случае рассматриваются:

а) траншеи и узкие, вытянутые в длину котлованы прямоугольной формы в плане с отношением ширины к длине не более 1 : 10;

б) широкие котлованы — квадратные, круглые, прямоугольные в плане с отношением ширины к длине более 1 : 10.

При мелкозернистых грунтах, плывунах, а также в случаях, когда фундамент закладывается в открытом котловане на глубине значительно ниже уровня грунтовых вод, целесообразно перейти от открытого водоотлива к глубинному, т. е. к искусственному понижению подземных вод.

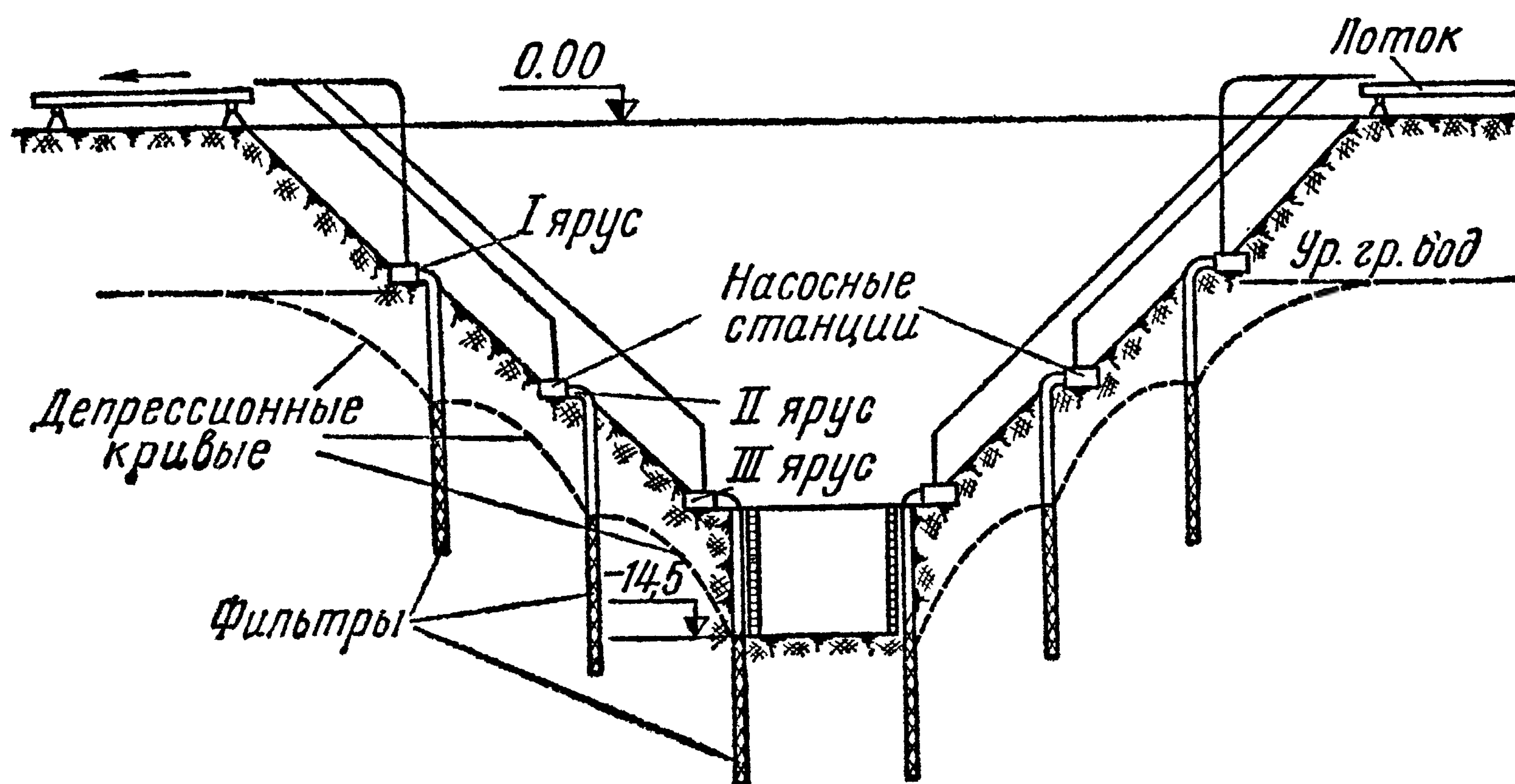


Рис. 117. Схема многоярусного водопонижения

Сущность водопонизительного процесса заключается в том, что по периметру котлована устанавливаются фильтры, объединенные одним общим водоводом (коллектором), насосами и водоотводящими лотками (рис. 116). При откачке подземной воды с помощью фильтров создается устойчивое динамическое равновесие пониженного уровня грунтовой воды с таким расчетом, чтобы депрессионная кривая проходила ниже дна котлована на 0,5 *м* во все время производства работ по устройству оснований и нижней части фундаментов. Такое расположение водопонизительных устройств носит название одноярусного водопонижения. При больших глубинах грунтовых вод приходится назначать двухъярусное и трехъярусное водопонижение (рис. 117) или одноярусное водопонижение с глубокими фильтрами с постановкой в них глубинных насосов.

Искусственное понижение уровня грунтовых вод осуществляется иглофильтровыми установками без предварительного бурения скважин [43].

В настоящее время имеются следующие иглофильтровые установки:

а) большой производительности, так называемые передвижные водопонижающие установки (ПВУ);

б) малой производительности (ИФУ);

в) легкие установки (ЛИУ);

г) установки глубокого водопонижения (вакуумэрлифтные, эжекторные).

Иглофильтровые установки предназначаются для понижения уровня грунтовых вод в песчаных и гравелистых грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,1 до 40 *м/сутки* при разработке котлована (по замкнутому контуру) и траншей (линейный ряд иглофильтров).

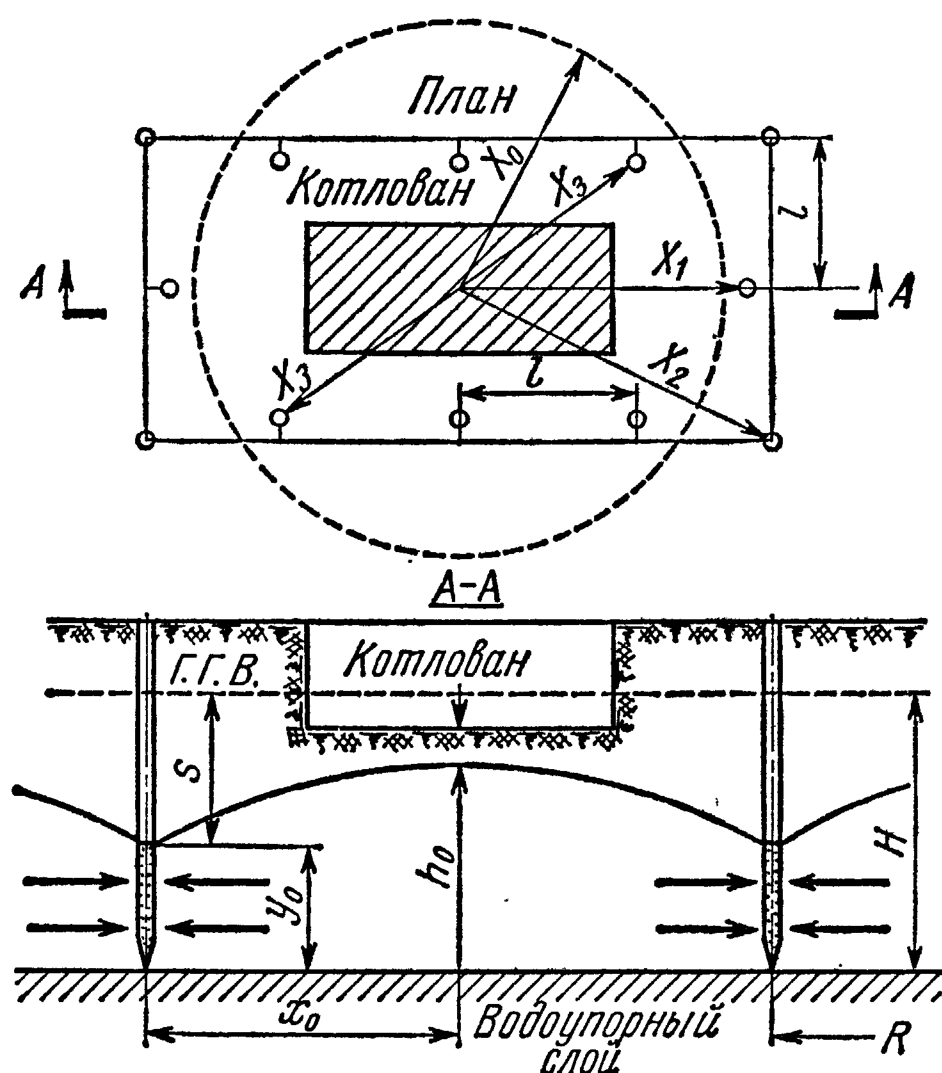


Рис. 118. Расчетная схема водопонизительной установки

Иглофильтровая установка состоит из системы иглофильтров, расположенных на расстоянии 0,6—3,0 *м* друг от друга в количестве от 20 до 100 шт. на одну установку, звеньев водосборного коллектора и соединительных спиральных рукавов (шлангов).

При одноярусной установке легких иглофильтров предельная глубина понижения уровня грунтовых вод достигает 4—5 *м*.

При необходимости водопонижения на бóльшую глубину применяется двухъярусная установка легких иглофильтров или эжекторные иглофильтры, позволяющие производить осушение котлованов и траншей на глубину до 15 *м*.

Водопонизительная установка проверяется расчетом.

Расчет водопонижения проводится в следующем порядке.

А. Скважина совершенного типа.

1. В плане намечаются фильтровальные скважины на расстоянии l (рис. 118).

2. Глубина колодца H берется по геологическому разрезу. Для котлована совершенного типа колодец-фильтр или иглофильтр закладывают до водоупора.

3. Определяется радиус действия установки по внешнему периметру по формуле проф. И. П. Кусакина

$$R = 2H\sqrt{K_{\text{ф}}H} \text{ м} \qquad (142а)$$

или по формуле И. Шультце

$$R = 60\sqrt{\frac{6HK_{ф}T}{n_0}}\ м, \tag{142б}$$

где $K_ф$ — коэффициент фильтрации, *м/сутки*;
H — мощность водоносного безнапорного пласта, *м*;
T — время откачки воды, *сутки*;
n_0 — пористость грунта.

4. Определяется фиктивное расстояние (приведенный радиус) всех колодцев x_0 от центра тяжести площади установки:

а) для колодцев, расположенных по окружности, $x_0=r$ (где r — радиус окружности);

б) для прямоугольника (широкий котлован) с соотношением сторон $B:A=1:10$

$$x_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

(где F — площадь котлована, окруженного фильтровальными скважинами);

в) для прямоугольника (узкий котлован) с соотношением сторон $B:A>1:10$

$$x_0 = \sqrt{x_1 x_2 \ldots x_n}$$

(где $x_1,\ x_2 \ldots x_n$ — расстояния всех колодцев от центра тяжести площади установки).

При расчете иглофильтровых установок можно пользоваться формулой

$$x_0 = \frac{p}{2\pi}$$

(где p — периметр установки в плане).

5. Общий дебит установки определяется по формуле Дюпюи

$$Q = \frac{1{,}36\,(2H-S)\,SK_ф}{\lg R - \lg x_0}. \tag{143а}$$

Для котлованов совершенного типа и безнапорных водоносных пластах дебит установки можно определять по формуле

$$Q = qn, \tag{143б}$$

где q — дебит одной скважины, определяемый по формуле К. С. Абрамова

$$q = \frac{\pi K_ф\,(2H-S)\,S}{\ln\dfrac{(R+x_0)^n}{x_0^{n-1} r_c} - \sum\limits_{\lambda=1}^{\lambda=n-1} \ln 2\sin\dfrac{\pi\lambda}{n}}\ м^3/сутки, \tag{144}$$

где n — число скважин в установке;

r_c — радиус скважин;

λ — число членов суммы от 1 до $(n—1)$;

S — понижение уровня воды в скважинах.

6. Определяется высота пониженного уровня грунтовых вод в центре участка (рис. 118) по формуле

$$h_0 = \sqrt{H^2 - \frac{nq \ln \frac{R + x_0}{x_0}}{\pi K_ф}} \qquad (145а)$$

или более точно по формуле

$$h_0 = \sqrt{H^2 - \frac{nq}{\pi K_ф}\left[\ln(R + x_0) - \frac{1}{n}\ln(x_1, x_2 \ldots x_n)\right]}. \qquad (145б)$$

Эти формулы можно применить при определении высоты пониженного уровня воды в любой точке участка, в том числе и у наружной поверхности фильтровой скважины (см. рис. 118).

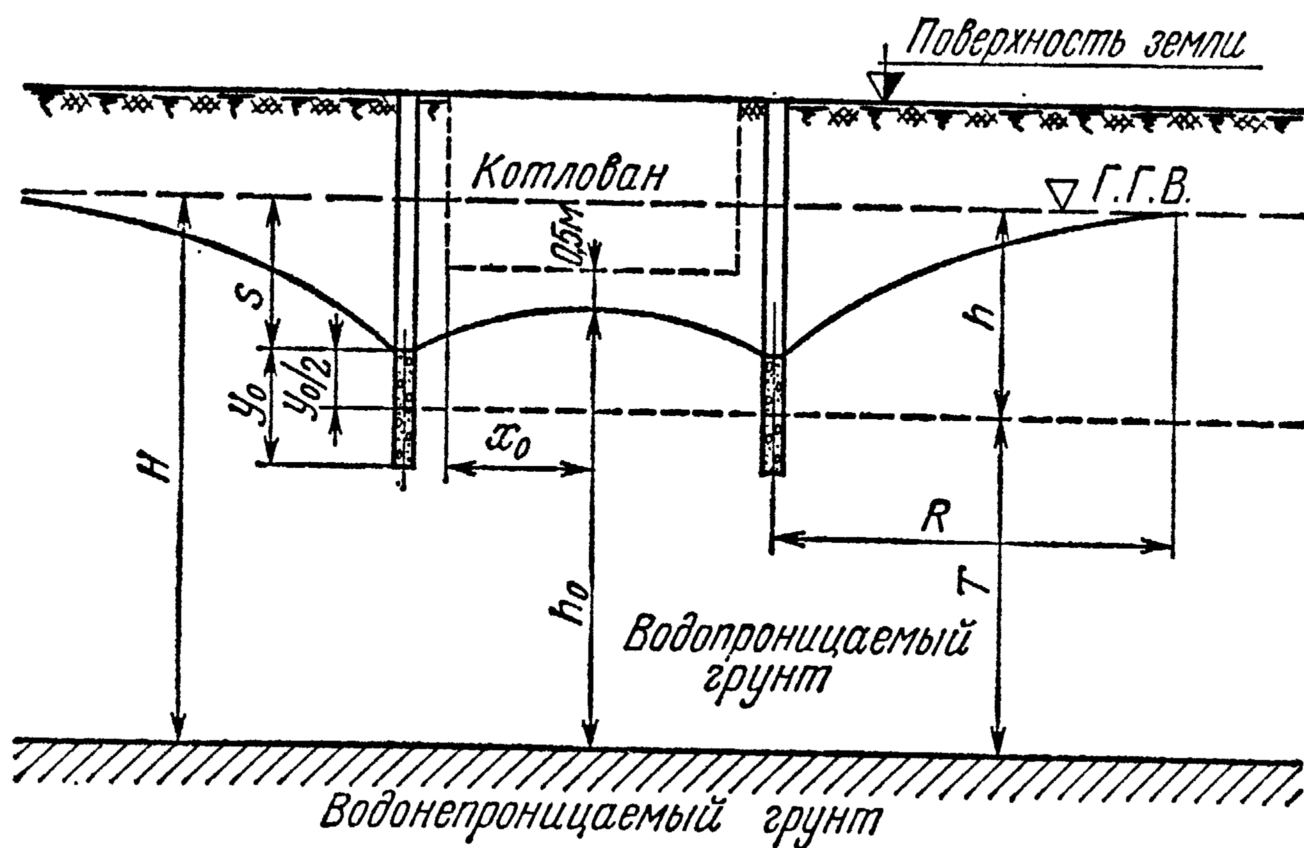


Рис. 119. Схема установки скважины несовершенного типа

Варьируя числом скважин и величиной понижения, останавливаются на схеме, удовлетворяющей двум условиям: 1) в центре котлована от поверхности пониженного уровня и отметки дна котлована должен сохраняться конструктивный размер 0,5 *м*; 2) $q \leq f$, где f — водозахватная способность скважин, определяемая по формуле

$$f = 2\pi r_c y_0 v_ф$$

(y_0 — длина водоприемной части фильтра; $v_ф$ — допустимая входная скорость фильтрации, равная $v_ф = 60\sqrt{K_ф}$).

Б. Скважины несовершенного типа (см. рис. 119).

Дебит каждой скважины несовершенного типа в общей водопонизительной установке можно определить по формуле С. К. Абрамова

$$q=\pi K_\phi S\left\{\frac{2h-S}{\ln\frac{(R+x_0)^n}{x_0^{n-1}r_c}-\sum\limits_{\lambda=1}^{\lambda=r-1}\ln 2\sin\frac{\pi\lambda}{n}}+\frac{2T\beta}{(1+\beta)N}\right\}, \qquad (144б)$$

где $T=H-h$; $\beta=\frac{H}{\xi_0}$; $h=S+\frac{y_0}{2}$;

ξ_0 — коэффициент, определяемый с помощью графика [14, стр. 292, рис. 160].

Высота пониженного уровня грунтовых вод в центре участка определяется по формуле проф. П. П. Аргунова

$$h_0=\sqrt{H^2-\frac{Q}{\pi K_\phi}\left(\frac{H-y_0}{y_0}\arcsin\frac{y_0}{x_0}-\frac{h_0-y_0}{y_0}\times\right.}$$

$$\overline{\left.\times\arcsin\frac{y_0}{R+x_0}+\ln\frac{R+x_0}{x_0}\right)}. \qquad (145в)$$

Задача решается подбором аналогично предыдущему примеру расчета совершенных скважин. Следует иметь в виду, что указанные выше формулы дают недостаточно точные расчеты, если наконечники иглофильтров не достигают водоупора и располагаются выше его кровли на 1—2 *м*.

В. Котлованы траншейного типа.

Пример. Запроектировать водопонижение на 2,7 *м* для траншеи длиной 150 *м* (рис. 120); время откачки воды $t=3$ *суток*; водоотдача грунта $\mu=0{,}18$.

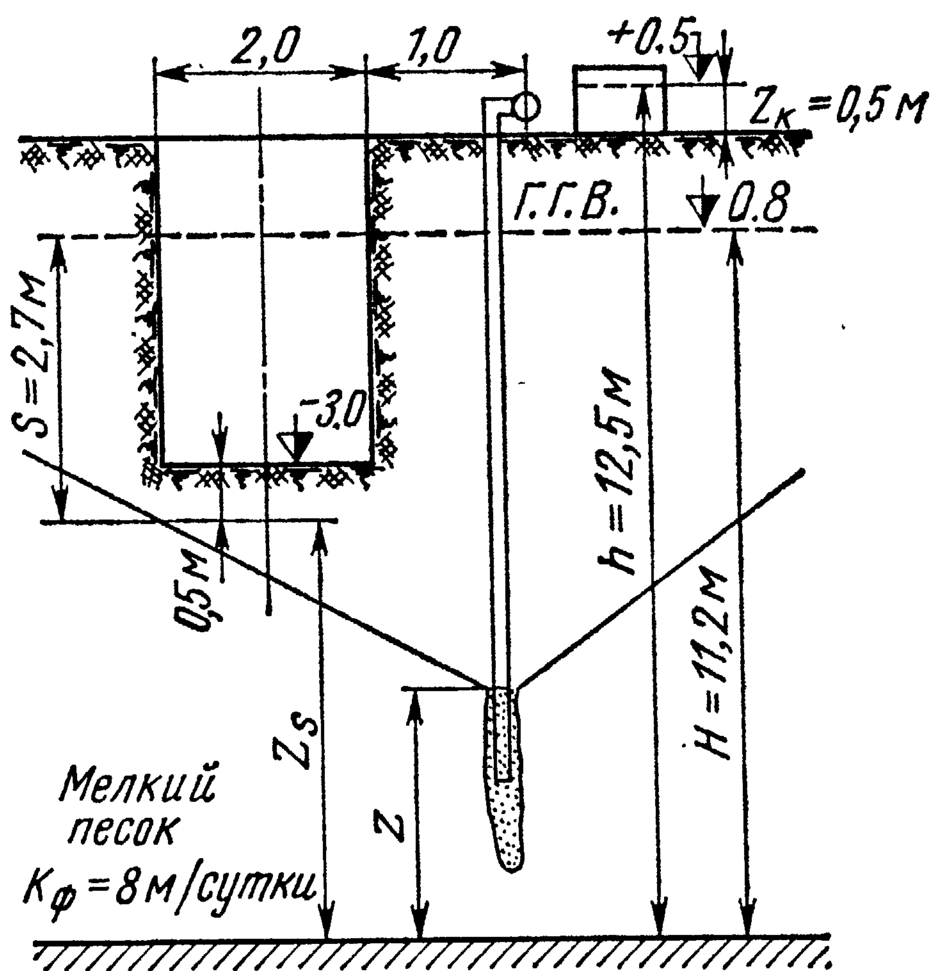


Рис. 120. Схема для расчета водопонижения иглофильтровой установки в траншейном котловане

Составляется схема иглофильтрового понижения. Так как линейная установка большой длины понижает уровень грунтовых вод до 3,5 *м*, то для данного случая принимаем одноярусное водопонижение. Коллектор располагаем на поверхности планировки и на расстоянии 1 *м* от бровки траншеи.

Уровень воды в траншее находится на глубине

$$z_s=H-(S+1)=11{,}2-(2{,}7+0{,}8)=7{,}7\ м.$$

Удельный приток к линейной установке

$$q=\frac{K_ф(H^2-z_s^2)}{L}=\frac{8(11,2^2-7,7^2)}{67}=8,0\ м^3/сутки.$$

Расчетная зона влияния водопонизительной установки

$$L=\sqrt{\frac{3K_ф tH}{\mu}}=\sqrt{\frac{3\cdot3\cdot3\cdot11,2}{0,18}}=67\ м.$$

По табл. 31 при q=8,0 *м³/сутки* принимаем установку ЛИУ-3.

Таблица 31

Выбор типа иглофильтрового оборудования

q, м³/сутки	Общая характеристика удельного притока	Наиболее целесообразный тип оборудования	
		В одноярусной установке и верхних ярусах	В нижних ярусах многоярусной установки
$q<15$ $15\leqslant q\leqslant40$	Малая Средняя	ЛИУ-3 Установка Бурводстроя с ВА, оборудованными насосами 5 НДВ при 960 *об/мин*	ЛИУ-3 Установка Бурводстроя с ВА, оборудованными насосами 5 НДВ при 1450 *об/мин*
$q>40$	Большая	ЦВУ установка Бурводстроя с ВА, оборудованными насосами 6 НДВ при 960 *об/мин*	ПВУ

Длина коллектора установки составляет 95 *м*. Так как длина траншеи 150 *м*, то берем две секции длиной $l_к$ по 75 *м* каждая.

Общий приток к установке:

$Q=75\cdot8,36\cdot2=1255$ *м³/сутки*, или к одной секции 7,25 *л/сек*.

В комплект оборудования установки ЛИУ-3 входят два вихревых насоса производительностью 17 *л/сек* при высоте всасывания до 6 *м*. Так как приток к установке 7,25 *л/сек*, то насос целесообразно размещать в конце секции.

Количество иглофильтров $n=\frac{75}{0,75}=100$ шт., а всего 200 шт.

Площадь приемной поверхности иглофильтров при d_0=0,06 *м* и l_0=1 *м* будет $\omega=\pi d_0 l=3,14\cdot1,0\cdot0,06=0,188\ м^2$.

Так как нам нужен уровень воды под левой стороной траншеи на расстоянии 3 *м* от иглофильтра равным z_s, то при этой величине z_s определим общий приток воды к секции иглофильтров $Q_н$ по формуле

$$Q_н=\frac{K_ф l_к(H^2-z_s^2)}{L}\overline{\beta},$$

где $\overline{\beta}$ — безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Тогда

$$Q_{н} = \frac{8 \cdot 75\,(11{,}2^2 - 7{,}7^2)}{67} \cdot 0{,}8 \approx 480\ м^3/сутки.$$

Для линейной установки при несовершенном колодце понижаемый уровень грунтовой воды (или точка на депрессионной кривой) под левой стороной дна траншеи на расстоянии $x=3$ *м* от иглофильтра может быть найден по формуле

$$z_{x=3} = h - h_{вс} + \varepsilon_1 \frac{Q_{н}}{n\omega K_{ф}} + 0{,}134 l_1 \left(\frac{Q_{н}}{1000}\right)^2,$$

где $h_{вс} = 6$ *м* — высота всасывания;

ε_1 — эмпирический коэффициент, зависящий от срока службы иглофильтра ($\varepsilon_1 \approx 0{,}05$);

l_1 — потеря напора в установке, равная в данном случае $l_1 = 3{,}7$.

Тогда

$$z_{x=3} = 12{,}5 - 6 + 0{,}05 \cdot \frac{480}{100 \cdot 0{,}188 \cdot 8} + 0{,}134 \cdot 3{,}7 \cdot \frac{480^2}{1000^2} = 6{,}82\ м.$$

Имея расчетную величину $z_x < z_s$, можно остановиться на выбранной системе и мощности иглофильтровой установки, которая будет понижать воду на требуемую глубину под траншеей с некоторым коэффициентом запаса.

Иглофильтровые установки можно применять в сочетании с вакуумом и электроосушением.

При водонасыщенных незасоленных глинистых грунтах с коэффициентом фильтрации от 1,0 до 0,1 *м/сутки* вверху фильтра создается вакуум, для чего выше перфорированного звена иглофильтра делается глиняная пробка. В этом случае нижняя часть песчаного фильтра будет находиться под вакуумом, что значительно ускоряет приток воды к фильтру.

Электроосушение грунтов состоит в создании вокруг осушаемого грунта упрочненной стенки. При пропускании через грунт постоянного электрического тока в грунте наблюдается электроосмос, под влиянием которого грунт обезвоживается и уплотняется, в результате чего можно отрывать котлован «насухо».

При коэффициенте фильтрации глинистого грунта $K_{ф} = 0{,}1$ *м/сутки* применяется электроосушение грунта постоянным током при проходке котлованов и траншей с помощью электросварочных агрегатов (например, САК-2), дающих напряжение 50—60 *в*. Принципиальная схема осушения представлена на рис. 121.

Искусственное замораживание грунтов. Способ замораживания грунтов для строительных целей заключается в том, что в водоносных пластах грунтов (плывунах, гравелистых, с включением валунов) вокруг будущей выработки создается временно замороженная стена, которая, обладая прочностью, воспринимает давление грунта и

воды и служит водонепроницаемой завесой, препятствующей проникновению воды в котлован на время его разработки [84].

Для замораживания требуется хладоагент (аммиак, углекислота, фрион-12 и др.) и водный раствор концентрированного хлористого кальция $CaCl_2$, замерзающего при —40°. Обычно в строительной промышленности применяют аммиачные замораживающие станции.

Как правило, замораживанию поддаются все водонасыщенные грунты. Очень быстро промерзают пески и трещиноватые скальные породы и медленнее — иловатые и глинистые грунты. Интенсивность замораживания зависит также от движения подземных вод.

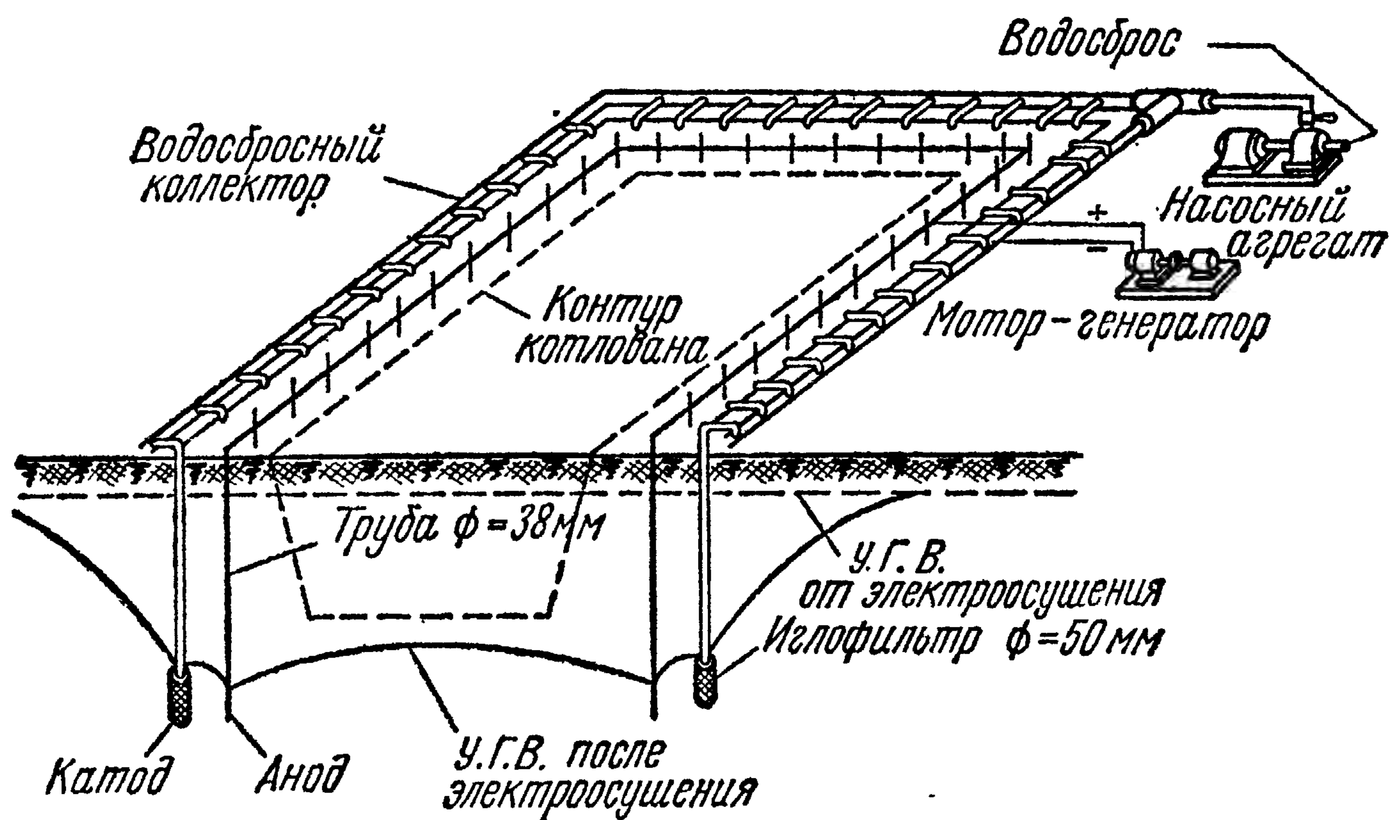


Рис. 121. Принципиальная схема установки электроосушения

В настоящее время имеются стационарные и передвижные замораживающие установки. Замораживающая колонка состоит из внешней замораживающей трубы диаметром 10—15 *см*, головки, внутренней питательной трубы диаметром 25—30 *мм*, отводящей трубы и башмака. Колонки устанавливаются в песчаные и глинистые грунты гидравлическим способом в заранее пробуренные скважины ниже водоносных грунтов.

Замораживание грунта должно продолжаться до предусмотренных проектом температур (—10÷—25°) и толщины замороженного контура грунта. Время, необходимое для замораживания, зависит от величины заданных температуры охлаждения пород и толщины мерзлого слоя, от естественной температуры и теплопроводности грунтов, от теплопроводности труб, холодопроизводительности замораживающей станции, от расстояния между замораживающими скважинами. При расстоянии между колонками 1,5—2 *м* для образования ледяных перемычек и подпорных стен процесс замораживания длится около 40 дней.

В течение всего периода активного замораживания работа замораживающей станции и подача раствора в колонки должны производиться непрерывно.

Проект замораживания грунта должен содержать: 1) геологические и гидрогеологические условия участка; 2) расчет толщины замороженной стены, определение расстояния между замораживающими колонками и глубины скважин; 3) тепловые расчеты; 4) данные о конструктивных особенностях оборудования установки.

При проходке выработок небольшого поперечного сечения, когда замораживающие скважины располагаются по кругу, толщина замороженной завесы определится по формуле Лямэ [91]

$$\delta = r\left[-1+\sqrt{\frac{R}{R-2p_{max}}}\right], \tag{146}$$

где r — внутренний радиус цилиндрической стены из замороженного грунта;

p_{max} — максимальное давление на замороженную стенку;

R — расчетное сопротивление сжатию замороженного грунта, которое берется в пределах от 50 до 180 *кГ/см*^{2} в зависимости от грунта и температуры промерзания.

Температура охлаждения пород определяется в зависимости от назначения и естественных условий замораживания. Если замораживается грунт естественной структуры для создания водонепроницаемой подпорной стенки, производится расчет устойчивости и прочности замороженной стенки с учетом ожидаемого давления грунта и воды. Если замораживание того же грунта производится для создания водонепроницаемой перемычки, статическая нагрузка передается временному креплению перемычки, которое принимает на себя давление от грунта и воды.

Ледяная стена толщиной 10—15 *см* является практически водонепроницаемой.

Расход холода на замораживание пород определяется формулой

$$q = v\gamma_y c\,(t_2 - t_1), \tag{147}$$

где v — объем охлаждаемой породы, *м*^{3};

γ_y — удельный вес породы, *кГ/см*^{3};

c — удельная теплота (для пород принимается в среднем 0,2, для воды —1, для льда —0,5 *кал/кг*);

t_1 — начальная температура грунта;

t_2 — конечная температура охлажденного грунта.

Для того чтобы охладить 1 *м*^{3} грунта до —40° С, расход холода в среднем составляет 30—40 *ккал*. Температура раствора всегда должна быть ниже температуры охлаждения грунта на 5—7°.

Расстояние между замораживающими колонками намечается в пределах 1,5—3,0 *м* в зависимости от грунта, глубины скважины и температуры замораживания или по формуле

$$l_э = 1{,}1\sqrt{\frac{a+b}{c}}, \tag{148}$$

где $l_э$ — наивыгоднейшее расстояние между замораживающими колонками;

a — стоимость бурения 1 *м* скважины;

b — стоимость монтажа 1 *м* скважины;

c — стоимость замораживания 1 $м^3$ грунта.

Количество замораживающих скважин определяется по формуле

$$N = \frac{\pi D_з}{l_э}, \qquad (149)$$

где $D_з$ — диаметр окружности расположения замораживающих скважин; определяется по формуле $D_з = 2r + 2x$. Толщина стенки мерзлого грунта δ в *м* определяется по формуле Дормана

$$\delta = \frac{T\pi\, dk}{1{,}3a_1\left[(1-m)\,\gamma_у^г c_4\,(t_2 - t_1) + W\gamma_у^в\,(c_1 t_1 + c_2 + c_3 t_2)\right]}, \qquad (150)$$

где T — время замораживания, *сутки*;

d — диаметр замораживающих колонок, *м*;

a_1 — расстояние между скважинами, *м*;

W — влажность грунта, %;

$\gamma_у^в$ — удельный вес воды, *кГ/м*^{3};

$\gamma_у^г$ — средний удельный вес грунта, *кГ/см*^{3};

t_1 — начальная температура грунта, *град*;

t_2 — конечная температура грунта, *град*;

c_1 — теплоемкость воды, *ккал/кГ*;

c_2 — скрытая теплота льдообразования, *ккал/кГ*;

c_3 — теплоемкость льда, *ккал/кГ*;

c_4 — средняя теплоемкость пород, *ккал/кГ*;

k — коэффициент теплопередачи, *ккал/ч*.

Определив величину δ по формуле (150), можно определить время, необходимое для замораживания.

Процесс оттаивания мерзлого грунта происходит в 5—6 раз медленнее замораживания.

Метод искусственного замораживания грунтов не нашел еще достаточно широкого применения в промышленном и гражданском строительстве из-за громоздкости и большой стоимости.

Большей частью он используется в случаях, когда в борьбе с плывунами и с притоком воды нельзя использовать более простые и экономичные способы.

Тем не менее в условиях г. Москвы при строительстве метрополитена замораживание грунтов зарекомендовало себя как надежное средство борьбы с плывунами. Ледяные стенки оказались прочными и устойчивыми.

Битумизация и глинизация грунтов. Для предотвращения фильтрации воды в котлован сквозь скальные, полускальные и гравелисто-песчаные грунты применяются битумизация и глинизация.

При битумизации в грунты нагнетается жидкий битум (тампонаж) в горячем или холодном состоянии. Горячая битумизация

применяется преимущественно в кавернозных скальных трещиноватых породах при большой скорости грунтовых вод в качестве вспомогательного способа к цементации грунтов.

Для нагнетания горячего битума в грунт бурят скважины диаметром 80—100 *мм* по контуру котлована на расстоянии 0,7—1,0 *м* одна от другой [60].

Каждую скважину необходимо заглубить до водоупора или на глубину, превышающую заложение котлована на 60—100 *см*, а затем ее прочистить и промыть. В буровую скважину опускают трубу—инъектор (d=40 *мм*) с перфорированными отверстиями (d=15 *мм*), через которые битум проникает в скважину. В скважине ниже зоны, подлежащей битумизации, устраивают пробку (тампон) из цемента или дерева. Горячий битум при t=200—220° С подается в скважину с помощью насоса под давлением до 8 *ат* и заполняет трещины породы.

Для поддержания в буровых скважинах битума в расплавленном состоянии при t=180—220° С в инъекторе на специальных фарфоровых изоляторах закрепляется металлический стержень (d==5 *мм*), соединенный с сетью постоянного электрического тока.

Ввиду того что горячий битум не может проникнуть в трещины размером менее 1 *мм*, горячая битумизация сочетается с холодной.

Успешность применения холодной битумизации зависит от степени измельчения частичек битума в эмульсии. По данным В. В. Аскалонова, битумная эмульсия достаточно хорошо проникает в песок при условии, что диаметр частицы битума в эмульсии будет примерно в 4—5 раз меньше диаметра пор и в 35—45 раз меньше среднего размера зерен песка. Поэтому для битумизации средне- и мелкозернистых песков применяются высокодисперсные эмульсии с частицами размером от 1 до 3 *мк*. В более крупнозернистых породах этот размер может быть до 30 *мк*.

При применении холодной битумизации необходимо следить за состоянием эмульсии, которая не должна преждевременно распадаться при разбавлении ее водой, при первом соприкосновении с породой и грунтовой водой.

Устойчивость эмульсии достигается добавками стабилизаторов, в качестве которых применяются щелочи, мыла, жирные кислоты (олиат натрия) и белковые вещества (казеин, желатина) в количествах от 0,1 до 1%.

После введения битумной эмульсии в породу происходит ее распад под влиянием коагулирующих веществ, находящихся в породе и грунтовой воде, или искусственно добавляемых коагулянтов (электролитов $CaCl_2$, $NaCl$ и других сложных эфиров жирных кислот). Частицы битума теряют защитную оболочку эмульгатора-стабилизатора, адсорбируются частицами песка, соединяются между собой, образуют агрегаты сцепления и заполняют поры песка. При заполнении 70% общего объема пор песок приобретает практически полную водонепроницаемость.

Наиболее успешное применение холодной битумизации будет при коэффициенте фильтрации песка от 10 до 100 *м/сутки*. Пески в зависимости от крупности закрепляются в радиусе 0,5—1,0 *м* (мелкозернистые), 0,75—2,0 *м* (среднезернистые) и 1,25—2,0 *м* (крупнозернистые).

Холодная битумизация применяется чаще для создания водонепроницаемых завес без увеличения прочности несцементированных и песчаных пород.

Для придания битумной завесе лучшей водонепроницаемости и прочности к битуму добавляют измельченный асбест или доломитовую муку.

Расход битума при холодной битумизации x *кГ* подсчитывается по формуле В. В Аскалонова

$$x = k \cdot 10\,nm, \tag{151}$$

где k — коэффициент заполнения пор грунта битумом (0,4—0,6 от всей пористости);

n — пористость, %;

m — объем грунта, подлежащего закреплению, $м^3$.

Глинизация заключается в нагнетании глинистого раствора с удельным весом 1,2—1,4 в породы, подлежащие закреплению. Глинистый раствор, заполняя пустоты и трещины под давлением 30 *ат*, отжимает воду, уплотняется и делает породу водонепроницаемой. Для ускорения отделения воды из глинистого раствора применяются песчано-глинистые смеси или химические реагенты. Наилучшими глинами для глинизации являются каолинитовые и гидрослюдистые или суглинки.

При использовании для глинистых растворов тонкодисперсных глин применяются коагуляторы ($CaCl_2 \cdot Ca(OH)_2$), ускоряющие и облегчающие процесс выделения воды из раствора.

Наилучшие результаты глинизация дает в трещиноватых и закарстованных известняках с удельным водопоглощением от 0,1 до 100 *л/мин*.

Впервые способ глинизации был применен советскими специалистами в 1928 г. при проходке шахт, а затем для противофильтрационных завес и при откопке котлованов.

При использовании процесса глинизации необходимо иметь оборудование для бурения скважин, насосы высокого давления, глиномялку, трубопроводы и др.

§ 3. Производство работ по откопке выемок на местности, покрытой поверхностной водой

При устройстве оснований и фундаментов на местности, покрытой водой, участок, на котором производятся работы по откопке котлована, можно оградить от поверхностной воды специальными временными сооружениями, носящими название перемычек.

Перемычки устраиваются при строительстве сооружений на реках, озерах, каналах, морях и могут быть береговыми (если четвертой стенкой будет берег) и русловыми. Из огороженного ими пространства откачивается вода, и работа проводится «насухо».

Конструкции перемычек зависят от глубины воды, волнений и колебаний уровня воды, скорости течения, ледохода, рода и качества грунта на дне водоема. Они должны быть водонепроницаемы, прочны и устойчивы по отношению к сдвигу и опрокидыванию, неразмываемы и иметь достаточную высоту и ширину по гребню.

Перемычки являются временным сооружением, и их расположение в плане, периметр, материал и конструкция должны быть экономичны и просты.

Различают следующие типы перемычек: земляные (простые, с зубом и ядром); смешанные шпунтовые (с одной или двумя шпунтовыми стенками); ряжевые.

 Заказ № 1975

Глава 4

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Сваями называются стержни, расположенные в грунте на определенном расстоянии друг от друга.

Свайные фундаменты применяются в слабых грунтах [79; 85; 88], нормативное давление которых меньше 1,5 *кГ/см*², когда ленточные или отдельные фундаменты принимают слишком большие размеры. Свайные фундаменты из коротких свай широко распространены в СССР [32].

В каждом конкретном случае применение свайных фундаментов должно быть обосновано техническими и экономическими соображениями.

§ 1. Виды свайных фундаментов

В зависимости от работы свай в грунте различают два типа свайных фундаментов: 1) в виде свай-стоек (рис. 122, *а*) и 2) висячих свай (рис. 122, *б*). Первые устраивают, если под пластами слабого грунта небольшой мощности залегает плотный, практически несжимаемый грунт (скала, плотные пески, гравелистые грунты, очень плотные глины и т. п.), на который опираются концы свай. В этом случае сваи передают нагрузку от сооружения грунту основания и работают как сваи-стойки с продольным изгибом от действия нагрузки; трение боковой поверхности сваи о грунт при расчете не учитывается.

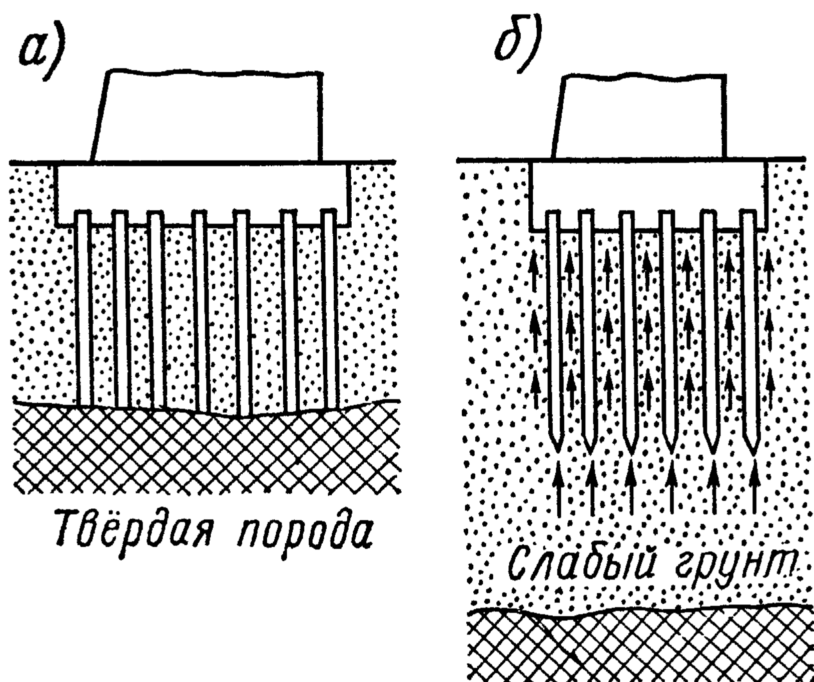


Рис. 122. Виды свайных фундаментов:
а — из свай-стоек; *б* — из висячих свай

Если плотная порода грунта лежит на практически недостижимой для сваи глубине, то применяются висячие свайные фундаменты, которые уплотняют слабый грунт между сваями и дают возможность использовать его в качестве основания сооружения. В этом случае при расчете сваи учитывается как трение боковой поверхности сваи о грунт, так и работа пяты (основания) сваи.

Свайные фундаменты имеют ростверк, опирающийся непосредственно на головы свай и предназначенный для лучшей передачи нагрузки от сооружения.

Висячие свайные фундаменты, скрепленные ростверком в одно конструктивное целое, работают как куст свай, в отличие от *свай-стоек*, работающих по принципу одиночной сваи.

По конструкции ростверка различают свайные фундаменты с низким ростверком, находящимся в грунте (рис. 123, *а*), и с высоким ростверком (рис. 123, *б*), который находится выше поверхности грунта и применяется при поверхностных водах.

Головы железобетонных, бетонных и металлических свай располагаются независимо от грунтовых вод, тогда как фундаменты из деревянных свай требуют обязательного заглубления головы сваи

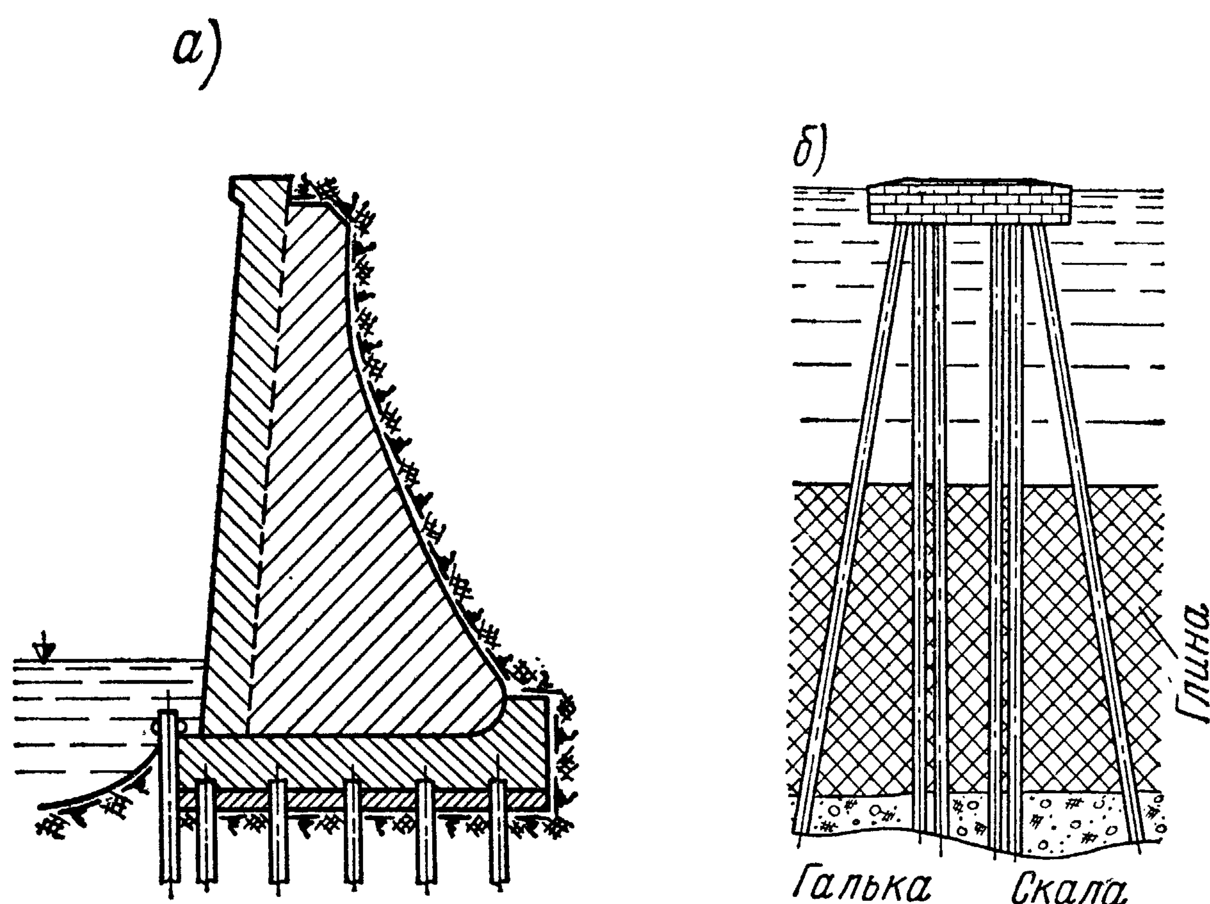


Рис. 123. Виды свайных фундаментов по конструкции ростверка:
а — с низким ростверком; *б* — с высоким ростверком

ниже наинизшего уровня грунтовых вод. Такое заглубление головы сваи делается для предотвращения гниения древесины.

По расположению сваи свайные фундаменты бывают с вертикальными, наклонными и козловыми сваями, причем в последних двух случаях сваи несут как вертикальную, так и горизонтальную нагрузки. Некоторые из них работают на выдергивание.

§ 2. Конструкции и материал свай

По роду материала сваи бывают деревянные, железобетонные, бетонные набивные, комбинированные, металлические и грунтовые; по форме поперечного сечения — круглые, квадратные, многогранные, сплошного и полого сечения; по продольному профилю — призматические, цилиндрические, конические, неправильного очертания и специальной формы.

По методу изготовления и погружению в грунт сваи делятся на забивные (деревянные и железобетонные) [85], набивные, завинчивающиеся и др.

Тип свай выбирается в зависимости от характера работы сооружения, от комбинации нагрузок, гидрогеологических особенностей грунтов основания, а также имеющегося материала, экономических и производственных соображений.

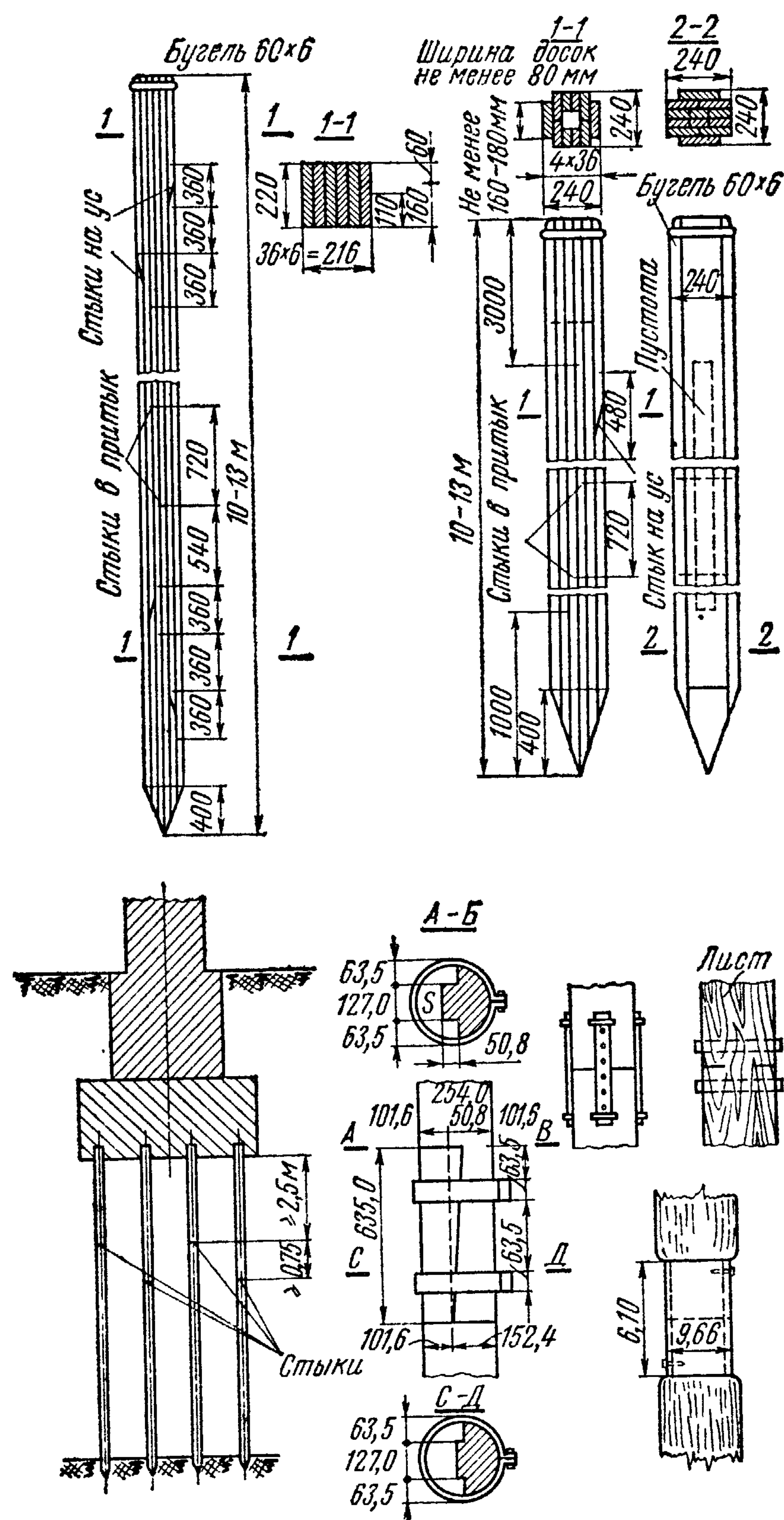


Рис. 124. Конструкции деревянных свай

Деревянные сваи изготовляются преимущественно из хвойных пород (кедр, сосна, лиственница, ель и др.), а также из лиственных (дуб, вяз, клен, ясень, чинар и др.). Из этих пород заготавливаются бревна диаметром в верхнем обрезе не менее 18 *см*, длиной от 4,5 до 16 *м*. При отсутствии длинномера допускается заготовка сращенных по длине деревянных свай с одним стыком при помощи деревянных накладок или металлических муфт (рис. 124). Толщина свай в месте стыков должна быть не менее 20 *см*. Во всех случаях сращения свай стык должен располагаться ниже поверхности грунта, на глубине не менее 2,5 *м* от подошвы ростверка при разности отметок по глубине стыков смежных свай не менее 0,75 *м*.

Для свай, погружаемых ниже уровня грунтовой воды, применяется сырой лес (влажность дерева для свай не ограничивается). Бревна должны быть обязательно очищены от коры (но не оструганы) и освобождены от местных утолщений, наплывов, сучьев. Искривление и сбег бревна не должны превышать 1% длины сваи. Естественная коническая форма бревен сохраняется. Верхняя комлевая часть сваи при забивке предохраняется от раскалывания металлическим кольцом — бугелем, одевающимся на сваю в разогретом состоянии, или специальным наголовником.

Голова сваи срезается под прямым углом к ее оси, чтобы избежать косого удара. Сваи обычно забиваются в грунт тонким концом, который необходимо заострить на длину $(1,5\div2,0)d$. Заострение

делается на три или четыре канта и должно быть строго симметричным.

В случае необходимости забивки свай сквозь прослойки плотного и гравелистого грунта или в грунт, в котором встречаются камни, на острие сваи надевается стальной башмак. Опыт забивки свай показывает, что устройство металлических башмаков дает положительный результат при условии тщательной пригонки башмака к свае, иначе башмак может свернуться в сторону.

Если сваи забиваются в слабый грунт (илы, торфяники, плывуны), концы их не заостряются, а только срезаются перпендикулярно к оси сваи. Иногда вместо обычных деревянных свай применяются деревянные клееные сваи. Клееные сваи могут быть изготовлены любой формы, поперечного сечения и длины.

На рис. 124 показаны конструкции клееных свай пустотелого и сплошного сечения.

В настоящее время широко применяются железобетонные сваи сплошные, в виде цилиндрических оболочек и трубчатые с предварительно напряженной арматурой.

Поперечное сечение сплошных свай делается квадратным, прямоугольным, шести- или восьмигранным, со стороной квадрата или внешним диаметром многогранника от 20 до 40 *см*. Длина свай намечается в зависимости от геологического профиля строительной площадки и расчетно-конструктивных особенностей сооружения и может быть в пределах от 6 до 25 *м*.

Арматура свай состоит из продольных стержней диаметром от 12 до 36 *мм*, спиралеобразных хомутов диаметром 5—8 *мм* и сеток в головной части свай. При размерах поперечного сечения сваи до 30 *см* в углах сечения ставятся четыре продольных стержня арматуры; при размерах более 30 *см* — восемь продольных стержней. Стержни продольной арматуры должны соединяться стыковой сваркой с размещением стыков вразбежку с расстоянием между стыками смежных стержней не менее их 30 диаметров.

Стержни продольной арматуры в голове сваи доводятся только до нижней защитной сетки и должны заканчиваться строго на одном уровне без отгиба.

В нижней заостренной части, располагаясь около одного дополнительного центрального стержня, сходятся в один пучок все продольные стержни, которые затем обматываются вязальной проволокой.

При легких и среднепроходимых грунтах применяется усиление острия сваи обоймой, которая надевается на пучок стержней арматуры и приваривается к ней. При забивке в тяжелые грунты острие свай снабжается стальным башмаком.

Поперечная арматура выполняется в виде спирали или хомутов. Она улучшает условия работы сваи на изгиб и на сжатие. Особенно важна ее роль в процессе забивки сваи. У головы и острия свай при забивке возникают значительные местные напряжения. Поэтому на

концах сваи поперечная арматура располагается более часто, с шагом от 5 до 8 *см*, а в середине шаг увеличивается до 10—12 *см* в зависимости от длины сваи.

Армирование головы сваи выполняется из трех горизонтальных сеток из стержней диаметром 6 *мм* с размером ячеек сеток от 4×4 до 7×7 *см* и расстоянием между ними до 5 *см*.

Для подъема сваи во время распалубки и транспортировки, а также для установки их на копер в тело бетона свай заделываются

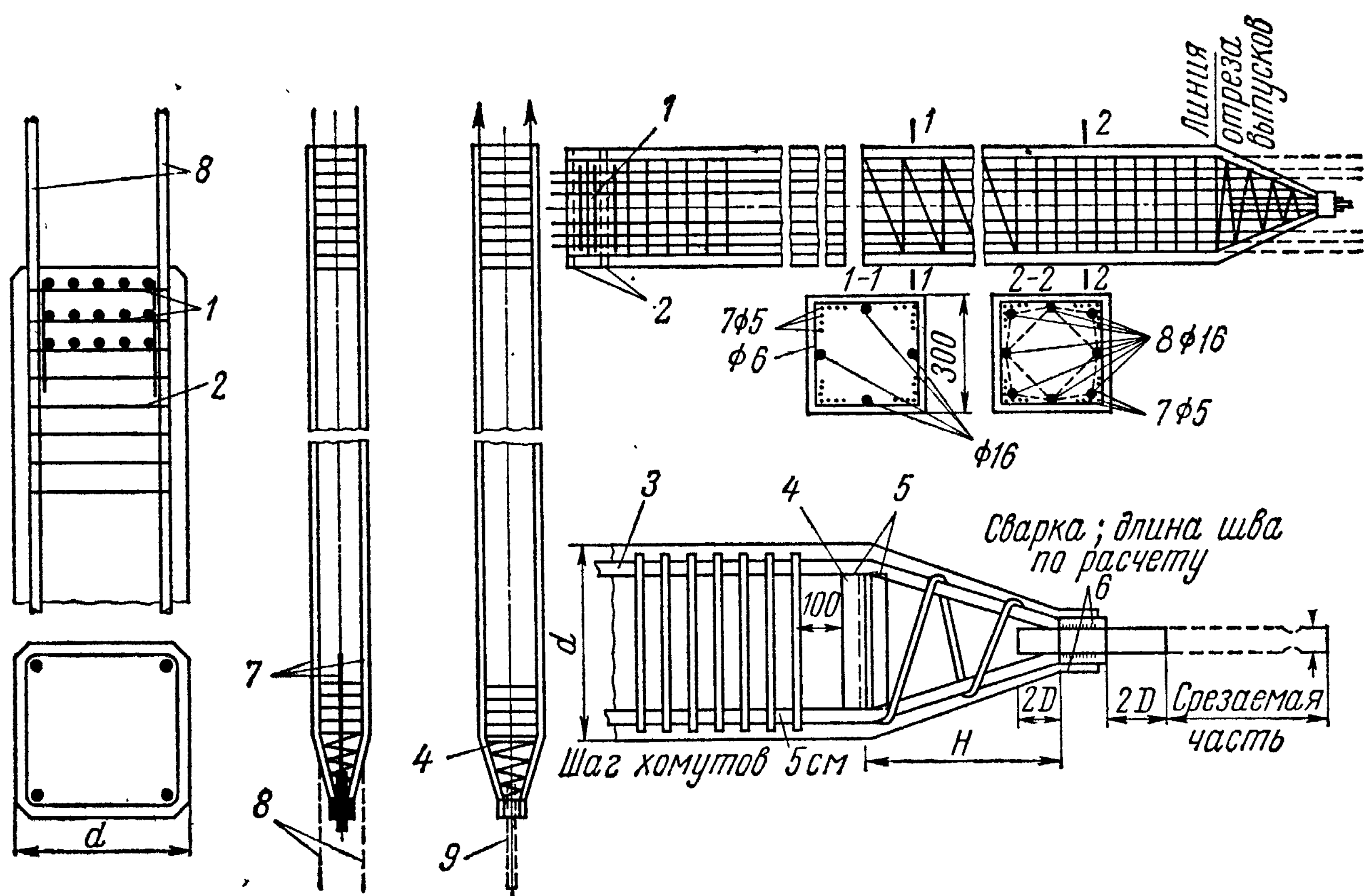


Рис. 125. Конструкции выпускной арматуры в сваях с предварительным напряжением арматуры:

1 — сетки; *2* — хомуты; *3* — натягиваемая арматура; *4* — распорный крест; *5* — сварка; *6* — обойма; *7* — дополнительные стержни для образования острия; *8* — выпуски продольной арматуры (срезаются); *9* — хвостовой стержень (срезается)

подъемные петли-проушины, расстояние между которыми устанавливается по равенству моментов опорного и пролетного при действии равномерно распределенной нагрузки от собственного веса сваи, причем опорами балки служат проушины. Чаще всего проушины располагаются на расстоянии 0,21l (где l — длина сваи).

Железобетонные сваи изготавливаются из бетона марок 200—300. Для защиты голов свай от разрушения при ударах применяют наголовники. Свая входит в наголовник на длину (1÷0,6) d (d — сторона поперечного сечения сваи), а в оставшееся отверстие наголовника вставляется дубовый или сосновый обрубок, который воспринимает удары от снаряда при забивке.

Сваи из обычного железобетона обладают существенными недостатками: низкой трещиноустойчивостью и вследствие этого малой долговечностью, излишним запасом прочности, малой жесткостью

и большим процентом армирования, приводящим к недоиспользованию материала.

В целях устранения этих недостатков стали применять предварительно напряженные железобетонные сваи, которые различают по виду армирования и по форме сечения (рис. 125).

Сваи с прутковой арматурой рекомендуется изготавливать квадратного или прямоугольного сечения. Сваи с тонкой арматурой из высокопрочной проволоки ⌀ 4—8 *мм* (периодического профиля) с пределом текучести 10000 *кГ/см²* (струно-бетонные сваи) изготавливаются из бетона марки 300 и выше. Для прямоугольных или квадратных свай расположение проволочных струн показано на рис. 126. Голова таких свай усиливается хомутами, сетками и дополнительными стержнями. Концы арматуры (струн) в голове сваи используются для связи с ростверком.

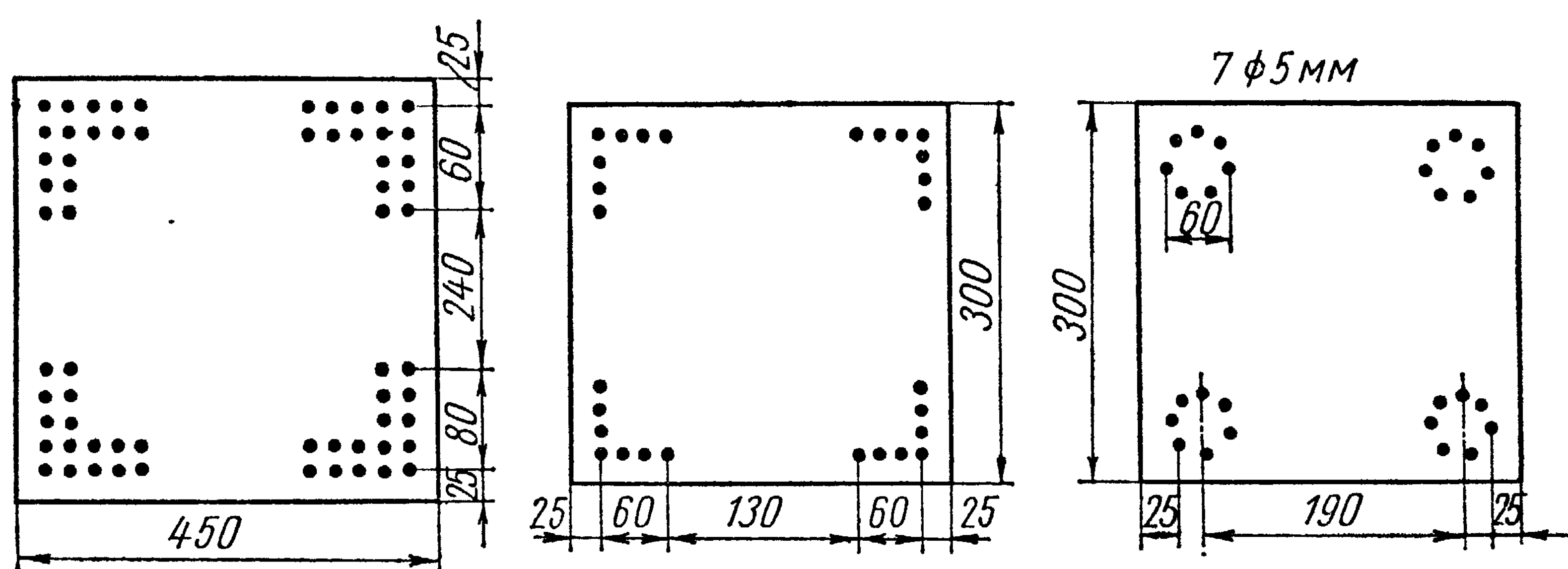


Рис. 126. Поперечное сечение струно-бетонных свай

В настоящее время начали внедряться в строительство квадратные и круглые струно-бетонные трубчатые сваи и цилиндрические оболочки, а также полые сваи.

Струно-бетонные трубчатые сваи и цилиндрические оболочки представляют собой тонкостенный железобетонный цилиндр диаметром от 40 до 60 *см* с толщиной стенок от 8 до 12 *см*. Каркас сваи делается из продольной арматуры диаметром 3 *мм* с пределом прочности 14 000—22 000 *кГ/см²* при марке бетона 500. Поперечная арматура делается в виде спирали из обычной стали без предварительного напряжения. Сваи длиной больше 10 *м* собираются из блоков, стыкуемых болтами или сваркой на месте забивки. Стыки могут быть выполнены из обрезков стальных труб со стальными накладками из полосовой стали или с помощью забетонированных патрубков с приваренными фланцами и последующей сваркой круговым швом. Испытание таких свай показало достаточную их прочность и трещиноустойчивость.

При устройстве анкерных фундаментов применяются также винтовые сваи.

Основное преимущество винтовой сваи заключается в том, что лопасть винтовой ее части, через которую передается нагрузка на

грунт, имеет площадь в 10—15 раз больше площади ствола сваи, что значительно увеличивает ее несущую способность.

Винтовая свая состоит из сплошного или полого железобетонного ствола (реже стального) и сварного или литого нaконечника с винтовой лопастью диаметром $D=70\div130$ *см* (рис. 127).

Наружный диаметр полой железобетонной сваи назначается от 22 до 25 *см* с толщиной стенки 5 *см*. Сплошная железобетонная свая имеет диаметр поперечного сечения 18 *см*.

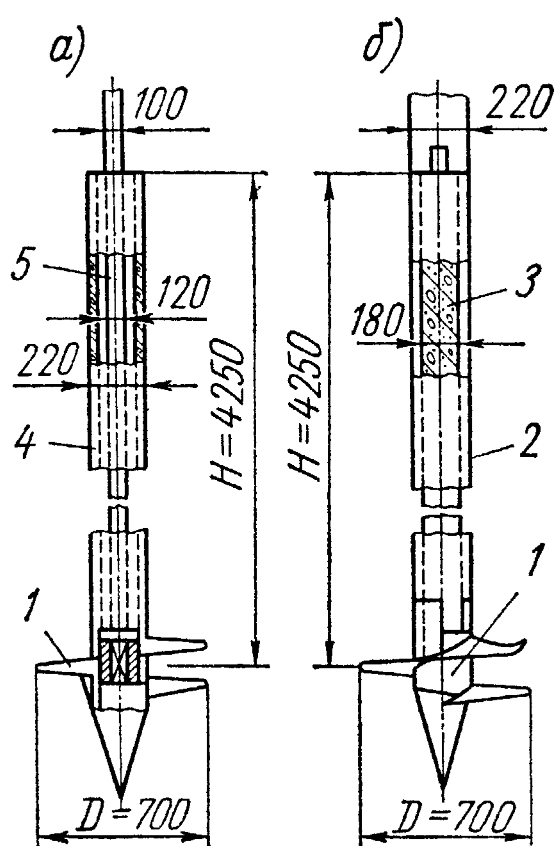


Рис. 127. Конструкции винтовых свай:

а — с ключом для внутреннего завинчивания; *б* — с ключом для наружного завинчивания; *1* — винтовая лопасть; *2* — наружный инвентарный ключ; *3* — железобетонная свая; *4* — железобетонный ствол сваи кольцевого сечения; *5* — внутренний инвентарный ключ

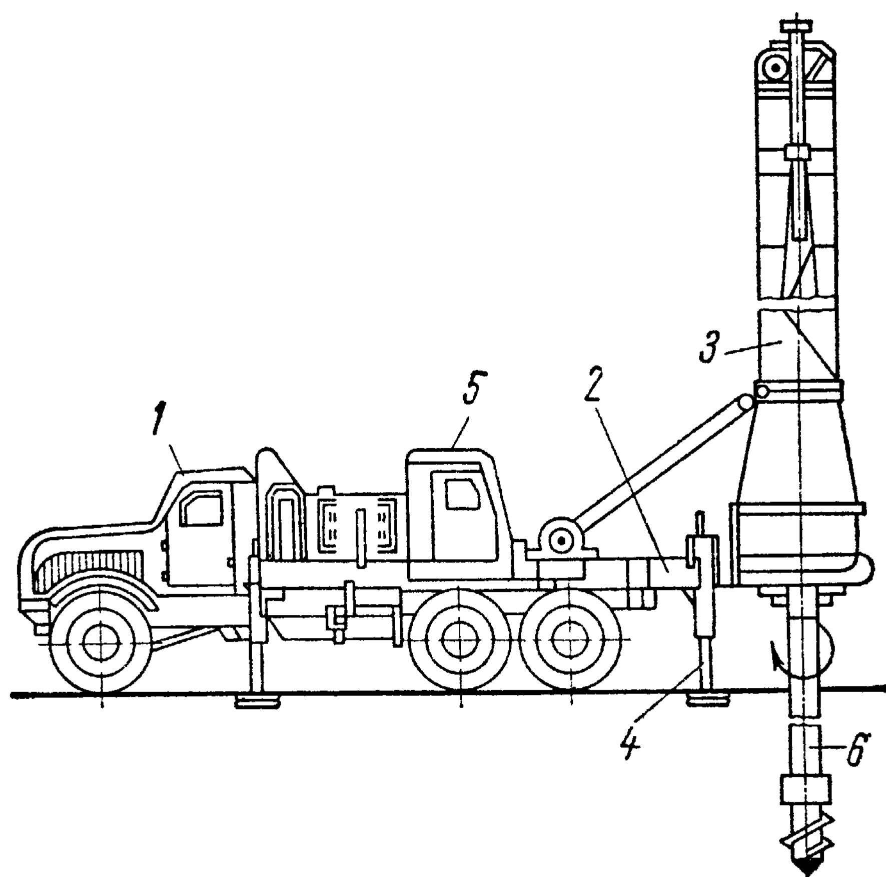


Рис. 128. Схема машины МЗС-13 в рабочем положении:

1 — автомобильный тягач ГАЗ-214; *2* — рама; *3* — рабочая часть; *4* — упоры; *5* — пульт управления; *6* — винтовая свая

Чтобы избежать повреждения стволов винтовых железобетонных свай, их завинчивают в грунт с помощью наружных или внутренних металлических инвентарных ключей.

Так как после извлечения наружного ключа между сваей и грунтом остается кольцевой паз, то винтовая свая, погружаемая с помощью внутреннего ключа, имеет бóльшую несущую способность.

Опытами установлено, что сваи с полым стволом целесообразно применять в грунтах слабых и средней плотности, в которых необходимый крутящий момент при погружении сваи не превышает 4—6 *Т·м*. Сваи со сплошным стволом применяют в плотных грунтах, в которых необходимый крутящий момент достигает 10—13 *Т·м*.

Крутящий момент создается машиной МЗС-13 (рис. 128), установленной на усиленной раме автотягача.

При помощи машины МЗС-13 можно погружать в грунт сваи до 8 *м* длиной вертикально или наклонно под углом 45°.

Применение винтовых свай дает экономию до 52% в сравнении с устройством обычных свайных оснований. Эти сваи могут дать значительный эффект при устройстве свайных оснований в местах, где нельзя применять забивные сваи (реконструкция цехов, строительство нефтяных вышек и др.), и в районах вечной мерзлоты, так как они обладают большим сопротивлением выпучиванию.

Широкое применение в строительстве находят железобетонные полые сваи большого диаметра (2—3 *м*). Такие сваи имеются двух типов: закрытые снизу коническим наконечником (башмаком) и открытые снизу — со стальным кольцевым ножом. Свая со стальным ножом погружается в грунт, который удаляется из ее полости. Но их можно погружать и без извлечения грунта из полости; тогда грунт работает впоследствии совместно с телом сваи. По исследованиям инж. А. И. Прудентова, установлено, что силы сопротивления грунта по внешней и внутренней поверхности сваи после ее погружения восстанавливаются и несущая способность сваи становится не менее несущей способности сваи, закрытой снизу.

Полые сваи-оболочки изготовляются из бетона марки 300—400 на центрифуге секциями длиной 6—8 *м*. Толщина железобетонной стенки сваи —8—12 *см*. Армирование производится продольными стержнями ⌀ 24—28 *мм* и спирально из арматуры ⌀ 6—8 *мм* с шагом 10—12 *см*. Араматуру желательно устанавливать с предварительным натяжением. Отдельные секции стыкуются между собой (в зависимости от окантовки концов звеньев) электросваркой стальных жестких колец или с помощью электродуговой сварки выпущенных стержней продольной арматуры двухсторонними швами. Стыкованные таким образом арматурные стержни обматываются проволокой ⌀ 6—8 *мм*, и стык бетонируется в специальной опалубке (рис. 129).

Заготовленные сваи погружают в грунт на глубину до 50—60 *м* с помощью низкочастотных вибропогружателей ВП-1 и ВП-3 конструкции Б. П. Татарникова.

Кроме забивных и завинчивающихся свай, имеется значительное количество систем набивных бетонных свай. Идея набивных бетонных свай была предложена русским горным инженером А. Э. Страуссом в 1899 г. (Киев).

Эти сваи быстро распространились в технике фундаментостроения. В настоящее время видов набивных свай насчитывается несколько десятков. Все виды набивных свай можно классифицировать следующим образом:

1) сваи с металлической оболочкой, забиваемой в грунт;

2) сваи, для которых бурят скважину с обсадными трубами с последующим удалением их из грунта: сваи А. Э. Страусса и проф. Е. П. Хлебникова;

3) сваи без оболочек.

Сваи А. Э. Страусса и Е. П. Хлебникова представляют собой набивные сваи длиной от 6 до 12 *м* с извлекаемой обсадной трубой диаметром от 22 *см* и выше. Обсадная труба погружается в грунт ручным или механизированным способом. Углубившись в плотные грунты на 0,2—0,5 *м* и промыв скважину водой, приступают к ее бетонированию с помощью бадейки с открывающимся дном (рис. 130, *а*). Во избежание прорыва грунта через свежий бетон подъем трубы ведется с таким расчетом, чтобы в ней всегда оставалась бетонная

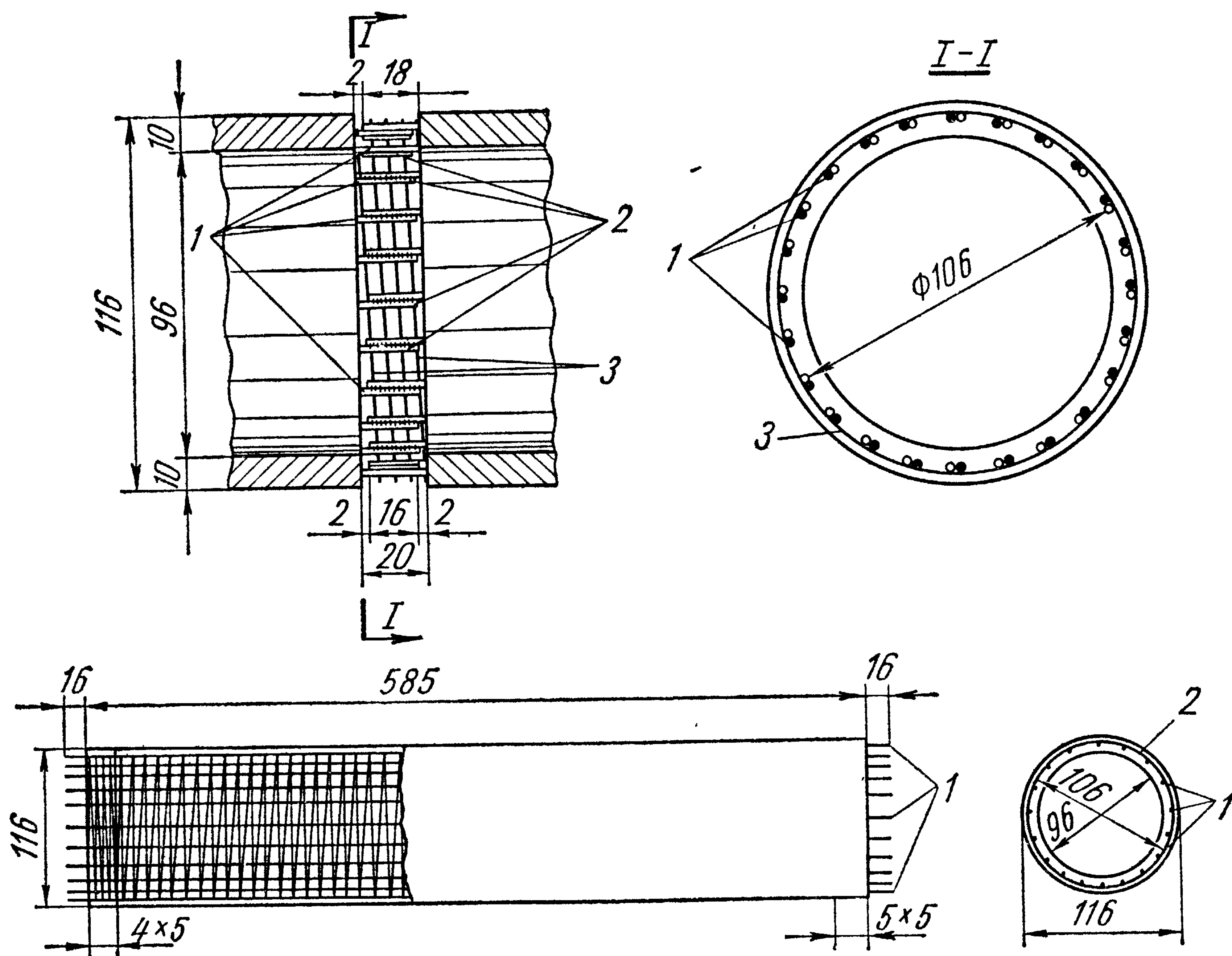


Рис. 129. Конструкция стыка в полых сваях большого диаметра

пробка высотой около 0,4—0,7 *м*. Рис. 130, *б* дает представление об изготовлении буронабивных свай с уширенной пятой.

Частотрамбованные сваи. В целях улучшения качества бетонных свай и ускорения процесса их изготовления набивку обсадной трубы бетоном делают с помощью механического трамбования. В этом случае сваи носят название частотрамбованных или вибросвай [74].

В частотрамбованных сваях забивают обсадную трубу с башмаком для уплотнения грунта вокруг сваи. Стык между концом обсадной трубы и башмаком должен быть водонепроницаемым, для чего на уступ башмака укладывается в три полных оборота просмоленный канат диаметром не менее 12 *мм*. Загрузка бетона происходит сразу на 0,6 длины сваи, но объем бетона каждой порции не должен

превышать 1 $м^3$. В случае наличия воды в скважине производится ее откачка. Если применяется автоматическое трамбование бетона с помощью молота, то оно должно быть совмещено с извлечением трубы на всю ее высоту, причем автоматическое перераспределение ударов молота регулируется таким образом, чтобы при ударе, направ-

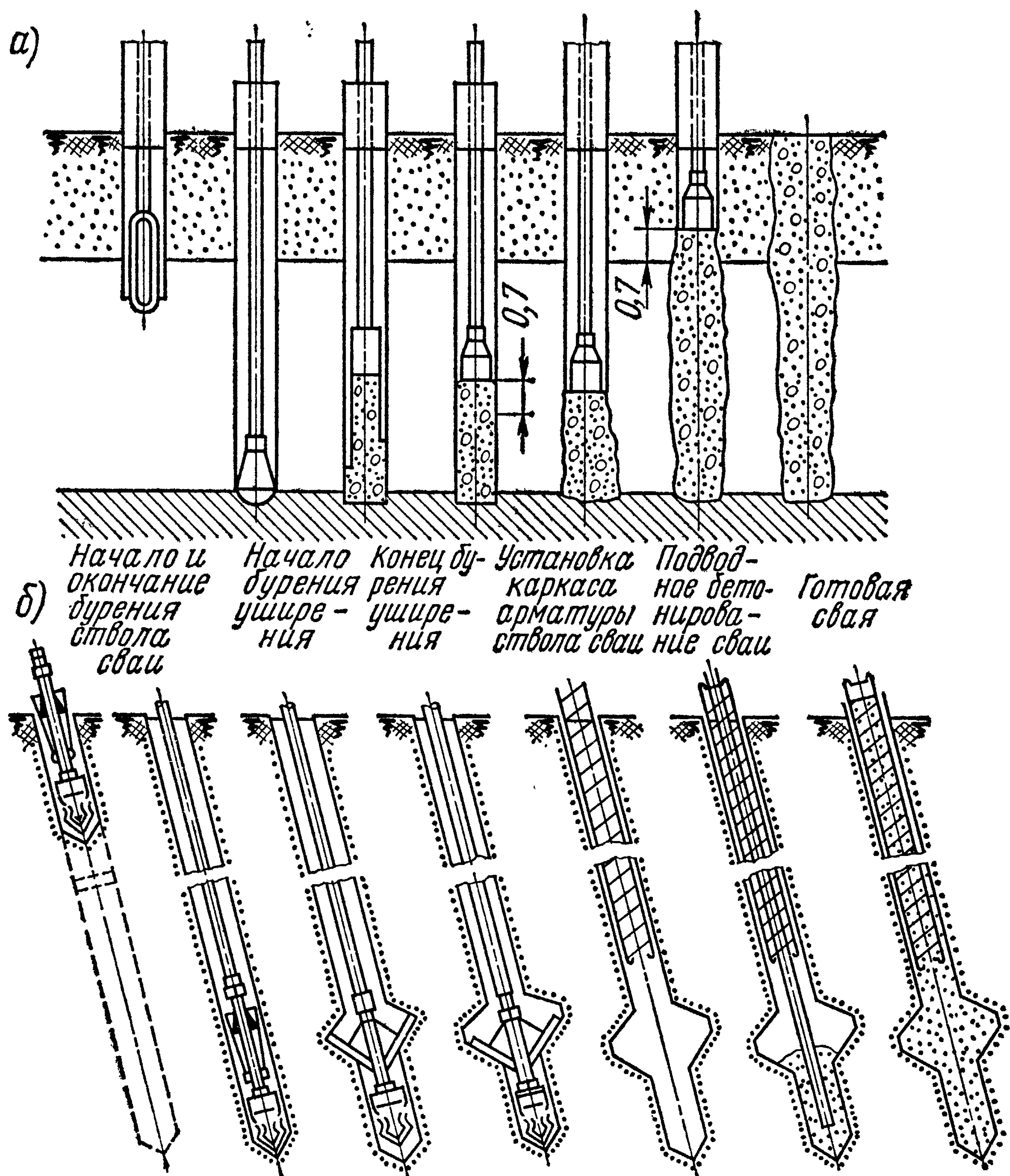


Рис. 130. Сваи А. Э. Страусса (*а* — без уширенной пяты) и проф. Е. П. Хлебникова (*б* — с уширенной пятой)

ленном вверх по серьгам, труба извлекалась бы из грунта на 4—5 *см*. Вследствие этого бетонная смесь выходит из трубы в скважину и ударами молота, направленными вниз по трубе, осаживается на 2—3 *см*, в результате чего бетон уплотняется. Число ударов молота должно быть не менее 70—80 в минуту.

Уплотненная зона около частотрамбованной сваи увеличивает ее несущую способность.

Частотрамбованные сваи рекомендуется применять в случае стесненной территории строительной площадки и если по расчету сваи не требуется армирования.

Пневмонабивные сваи. Набивка бетона в скважину при наличии грунтовых вод снижает качество сваи. Поэтому возникла идея применения сжатого воздуха при набивке бетона в скважину, благодаря чему грунтовая вода отжимается из скважины.

В состав специального оборудования для изготовления набивных свай с помощью сжатого воздуха входят обсадные трубы, шлюзовые аппараты для пневматического бетонирования и компрессоры.

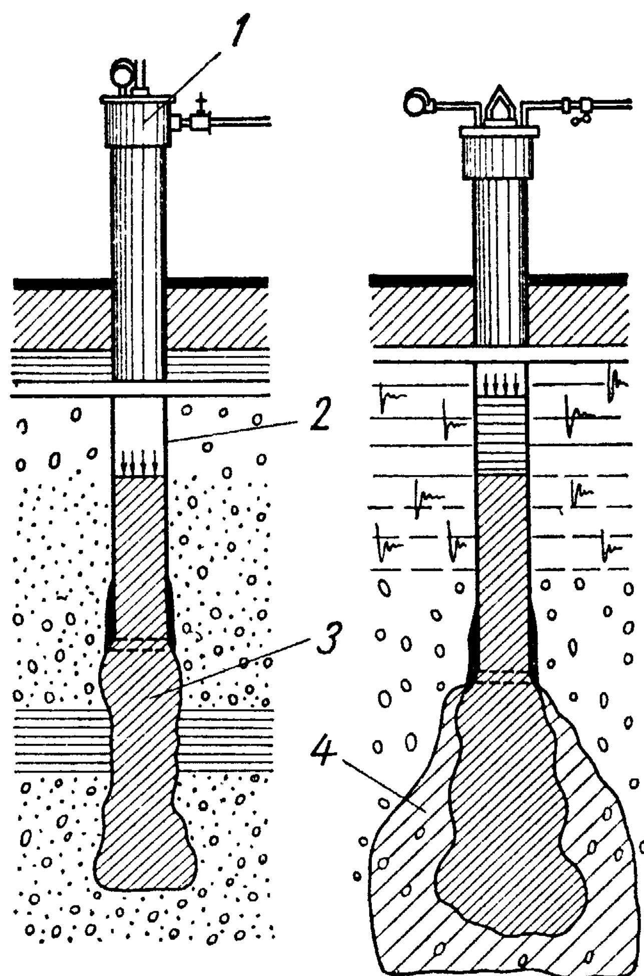


Рис. 131. Свая системы Платонова (пневмосвая):

1 — шлюзок; *2* — обсадная труба; *3* — бетон; *4* — уплотненный грунт

Работа по устройству пневмосваи протекает следующим образом.

Опускают в грунт обсадную трубу. Бетонирование сваи происходит при помощи сжатого воздуха через шлюзовой аппарат (шлюзок), насаженный на верх обсадной трубы. Сжатый воздух подается под давлением 3—5 *ат*, благодаря чему грунтовая вода отжимается из трубы. Бадьи с бетоном емкостью 0,12—0,15 $м^3$ поднимаются электролебедкой, установленной на копре. При увеличении давления сжатого воздуха происходит уплотнение бетона с одновременным поднятием обсадной трубы.

На рис. 131 показано изготовление пневмонабивной сваи. Эти сваи имеют длину от 6 до 12 *м* и диаметр от 25 до 60 *см*.

При изготовлении пневмонабивных свай грунт вокруг их стволов уплотняется, что повышает несущую способность свайного фундамента.

Для повышения несущей способности бетонных набивных свай можно устраивать сваи с уширенной пятой, так называемые камуфлетные сваи [48].

Камуфлетное уширение пяты сваи выполняется с помощью взрывчатого вещества ВВ, назначаемого по расчету и опускаемого в скважину на специальном тросе. Минимальное расстояние между центрами соседних свай должно быть: при сосредоточенном заряде — 1,6 D и при кольцевом — (D_1+1,6 D_2), где D — диаметр камуфлетного уширения; D_1— средний диаметр кольцевого заряда и D_2— диаметр кольцевой камуфлетной полости в *м*.

После установки заряда полость свайных оболочек заполняется бетонной смесью в таком объеме, чтобы после взрыва заряда и выхода бетона в камуфлетную камеру в свайной оболочке оставался

слой бетона высотой не менее 2 *м*. Последовательность выполняемых работ по созданию камуфлетных свай представлена схематично на рис. 132.

Диаметр образовавшегося камуфлетного уширения должен проверяться по формулам:

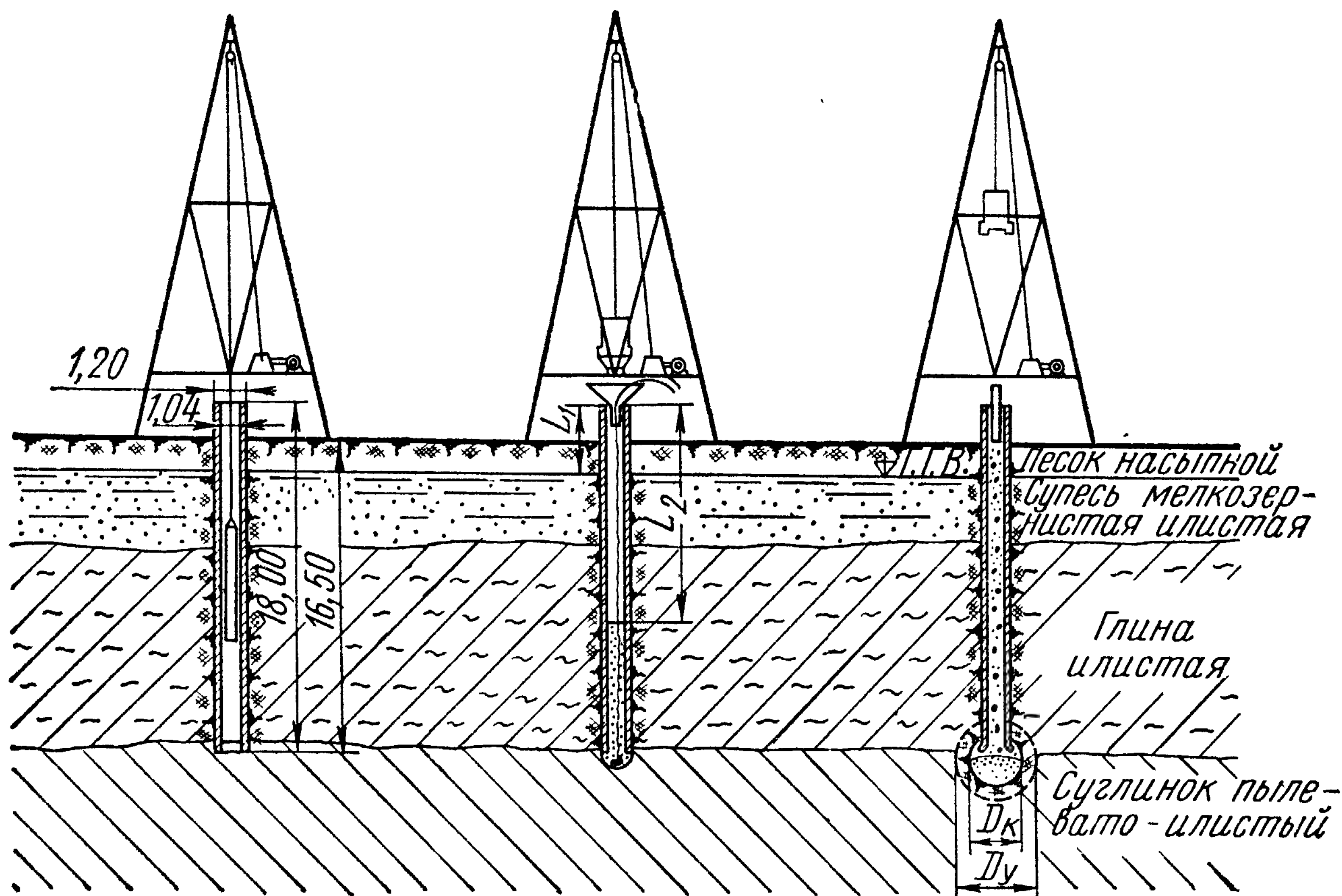


Рис. 132. Схема устройства камуфлетных свай

а) при сосредоточенном заряде

$$D = 1{,}3\sqrt[3]{v_1};$$

б) при кольцевом заряде

$$D = D_1 + \sqrt{\frac{0{,}4v}{D_1}},$$

где v_1 — объем бетона, вышедшего из полости свайной оболочки в камуфлетное уширение, $м^3$.

§ 3. Производство работ по забивке свай

Забивка свай может производиться четырьмя способами: забивкой без подмыва водой; забивкой с подмывом водой; забивкой с помощью вибрации; методом вдавливания.

Для забивки свай без подмыва водой нужно иметь свайный молот, копер для подвески молота и направляющие сваи при забивке. Вес молота должен быть на 50—100% больше веса сваи в зависимости от плотности грунта.

Забивка свай осуществляется рядом ударов, следующих непрерывно один за другим,— залогами. Концом забивки считается момент достижения сваей проектной отметки. Сваи, не погруженные более чем на 1 *м* до проектной отметки и дающие отказ на протяжении 10 последних залогов, должны подвергнуться освидетельствованию и дальнейшее их погружение надо согласовать с проектной организацией.

Для увеличения производительности забивки глубоких свай целесообразно использовать электроосмос [62]. При кратковременном действии постоянного тока за время погружения сваи под влиянием электроосмоса влажность грунта около электродов изменяется: у сваи-катода увеличивается с возникновением зоны водонасыщенного грунта, а у сваи-анода уменьшается. Вследствие этого при забивке сваи-катода уменьшается трение по боковой поверхности. Общее сопротивление грунта при забивке сваи-катода уменьшается от 50 до 80%.

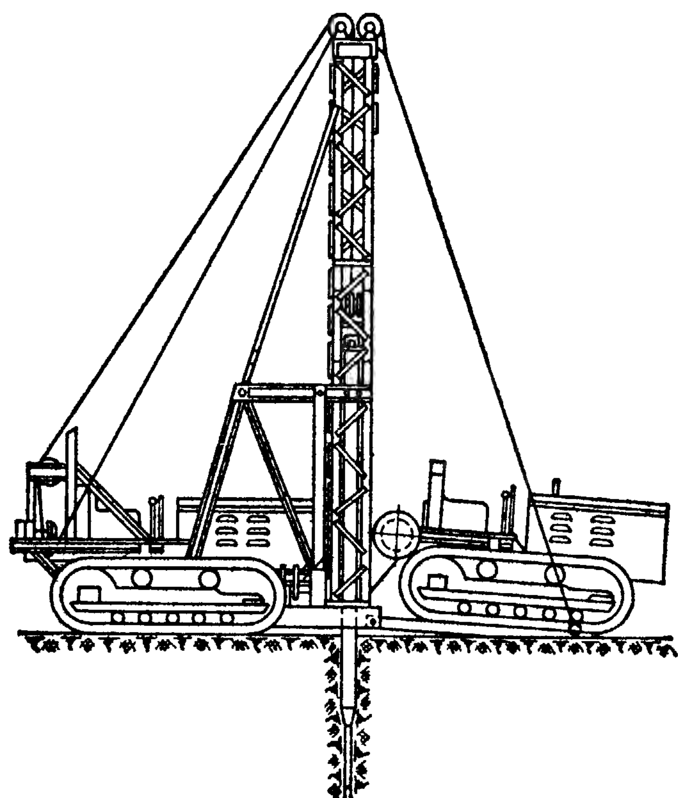


Рис. 133. Вибровдавливающий агрегат АВС-1 в рабочем состоянии

После прекращения кратковременного действия тока под влиянием гравитационных, капиллярных и молекулярных сил постепенно происходит выравнивание влажности в грунте, прочность которого восстанавливается.

Особенно широко внедрен в практику погружения свай вибрационный метод, который основан на уменьшении сил трения между частицами грунта.

Все вибропогружатели делятся на два типа: низкочастотного действия (с числом колебаний до 400—660 в *мин* и амплитудой колебаний 10—20 *мм*) и высокочастотного действия (с числом колебаний до 2000—2500 в *мин* и с амплитудой колебаний 2—2,5 *мм*).

Низкочастотные вибропогружатели целесообразно применять для забивки тяжелых железобетонных свай и стальных цилиндров больших диаметров; высокочастотные вибраторы — для обычных железобетонных свай и шпунтин.

В последнее время стали применять более производительный метод погружения свай — вдавливание свай в грунт или вибровдавливание. С этой целью применяются различной конструкции и мощности сваевдавливающие агрегаты: АВС-35 с усилием вдавливания 35 *Т*, АВС-48 с усилием вдавливания 48 *Т* и др. На рис. 133 представлена общая схема вибровдавливающего агрегата в рабочем состоянии.

Из вибровдавливающих агрегатов имеет распространение агрегат ВВПС-20/11 на тракторе С-100, развивающий вибрационное уси-

лие 20 *Т* при пригрузке вдавливания 11 *Т*; вибровдавливающий агрегат ВВПС-32/19 на тракторе С-140, развивающий вибрационное усилие 32 *Т* при пригрузке 19 *Т*.

Для облегчения вдавливания свай на всю глубину их погружения устраиваются лидирующие отверстия малого диаметра (не более половины стороны сечения сваи).

Применение этого метода позволяет увеличить быстроту погружения свай, производительность труда и сократить стоимость свайных работ в 2—3 раза.

§ 4. Расчет несущей способности одиночных свай

Расчет несущей способности одиночной сваи зависит от расчета всей конструкции свайного фундамента, поэтому согласно СНиПу [79] сначала рассчитываются свайные фундаменты по трем предельным состояниям:

а) по первому предельному состоянию — по несущей способности, причем по прочности рассчитываются сваи и ростверки, а по устойчивости — основания свайных фундаментов и отдельных свай;

б) по второму предельному состоянию — по деформациям — рассчитываются только основания свайных фундаментов;

в) по третьему предельному состоянию — по трещиностойкости — рассчитывается тело сваи и ростверк.

По прочности расчет ведется на усилия от расчетных нагрузок с учетом расчетных характеристик грунта и расчетных сопротивлений материала свай и ростверка. По устойчивости рассчитываются основания свайных фундаментов и отдельных свай, подвергающихся регулярно действующим горизонтальным нагрузкам, а также основания, расположенные на откосах, и все основания свайных фундаментов из свай-стоек.

По деформациям рассчитываются основания свайных фундаментов из висячих свай на усилия от нормативных нагрузок с учетом нормативных характеристик грунта.

По трещиностойкости рассчитываются на нормативные нагрузки сваи и ростверки в том случае, когда они находятся в агрессивной среде или под воздействием попеременного замораживания и оттаивания.

После выбора типа свайного фундамента необходимо найти несущую способность одиночной сваи при действии горизонтальных и вертикальных нагрузок.

Расчетное сопротивление одиночной сваи устанавливается в зависимости от нагрузок, действующих на сваю, и расчетного сопротивления материала сваи.

Несущая способность сваи-стойки. Одиночные сваи-стойки рассчитываются по первому предельному состоянию с учетом специфики их работы в грунте.

Принято считать, что боковая поверхность сваи-стойки не принимает участия в работе сваи. Нагрузка от сооружения воспринимается только нижним концом сваи, опирающимся на скальные, крупнообломочные и глинистые непросадочные грунты твердой консистенции.

Несущую способность сваи с низким ростверком определяют по площади поперечного сечения и расчетного сопротивления материала сваи как центрально сжатого элемента без учета продольного изгиба в соответствии со СНиПом, т. е.

$$P_м = F_{св} R_р,$$

где $F_{св}$ — площадь поперечного сечения сваи около ее заостренной части;

$R_р$ — расчетное сопротивление материала сваи.

Для деревянных свай $P_м = mFR$,

где m — коэффициент однородности и условий работы (см. ниже табл. 34);

R — расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон деревянной сваи.

Для железобетонной монолитной сваи

$$P_м = m\,(0{,}7R_{28}F_б + R_т F_l),$$

где R_{28} — марка бетона;

$F_б$ — площадь поперечного сечения сваи;

$R_т$ — предел текучести стали продольной арматуры;

F_l — площадь поперечного сечения продольной арматуры.

Для железобетонных трубчатых оболочек, заполненных бетоном,

$$P_{св} = m\,(0{,}7R_{28}F_я + R_т F_l + 2{,}5R''_т F'_l),$$

где $F_я$ — площадь поперечного сечения бетонного ядра;

$R''_т$ — предел текучести стали специальной арматуры;

F'_l — площадь приведенного сечения спиральной арматуры, определяемая по формуле

$$F'_l = \frac{\pi D_я F_с}{S};$$

$D_я$ — диаметр ядра;

$F_с$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

S — шаг спирали в центральной части ствола.

В процессе погружения трубчатых свай в песчаный грунт образуется грунтовое ядро, нижняя часть которого работает как грунт в обойме, выдерживающий значительные сжимающие напряжения, что приводит к повышению несущей способности сваи.

Опыты показали, что образование грунтового ядра зависит от диаметра забиваемой сваи, вида и состояния грунта, находящегося в пределах пробиваемой толщи, глубины погружения, отношения

диаметра сваи к толщине стенки трубы. Несущая способность трубчатых свай приближается к монолитным только в том случае, когда тонкий конец сваи погружен в плотный или средней плотности песчаный грунт.

Грунтовое ядро работает как башмак, закрывающий снизу сваю; работа сваи соответствует полнотелой.

Последовательность определения необходимой глубины погружения трубчатых свай в грунт:

1) определяется высота рабочей части грунтового ядра $H_{р.я}$ по формуле

$$H_{р.я} = \frac{3D}{4f\xi},$$

где D — диаметр грунтового ядра;

f — коэффициент трения грунта о стенку сваи;

ξ — коэффициент бокового давления, принимаемый постоянным по всей высоте грунтового ядра;

2) находится полная высота грунтового ядра:

$$H_я = H_{р.я} + D = D\left(\frac{3}{4f\xi} + 1\right);$$

3) определяется величина необходимой глубины погружения сваи в несущий слой:

$$H_п = KH_я,$$

где K — коэффициент, учитывающий условия образования грунтового ядра, равный $K = 1{,}2 \div 1{,}5$.

Наиболее рациональными для массового гражданского и промышленного строительства являются трубчатые сваи с открытым концом диаметром 40—60 *см*. Их применение дает экономию на 20—45% по сравнению со сваями сплошного сечения.

Конструкция трубчатой сваи представлена на рис. 134.

Для стальных трубобетонных оболочек

$$p_{св} = m\,(0{,}7R_{28}F_я + 180F_я + R''_т F'_с),$$

где $R''_т$ — предел текучести стали оболочки трубы;

$F'_с$ — площадь поперечного сечения стальной оболочки трубы.

Если свайный фундамент имеет высокий ростверк, несущую способность свай-стоек следует определять по материалу сваи как центрально сжатого стержня с учетом продольного изгиба. Продольный изгиб учитывается и в том случае, когда свая проходит в весьма разжиженных грунтах и в толще поверхностной воды.

Расчет несущей способности свай с учетом продольного изгиба сводится к следующему:

1. Выбирается расчетная схема по рис. 135 в соответствии с действительной работой свай в основании. Схема 1 берется для свай с высоким ростверком; схема 2 — для деревянных свай, опертых

на скалу и заделанных нежестко в ростверк; схема 3— для деревянных свай, заглубленных в глинистый грунт на значительную глубину, и схема 4— для деревянных свай, заглубленных в плотный грунт.

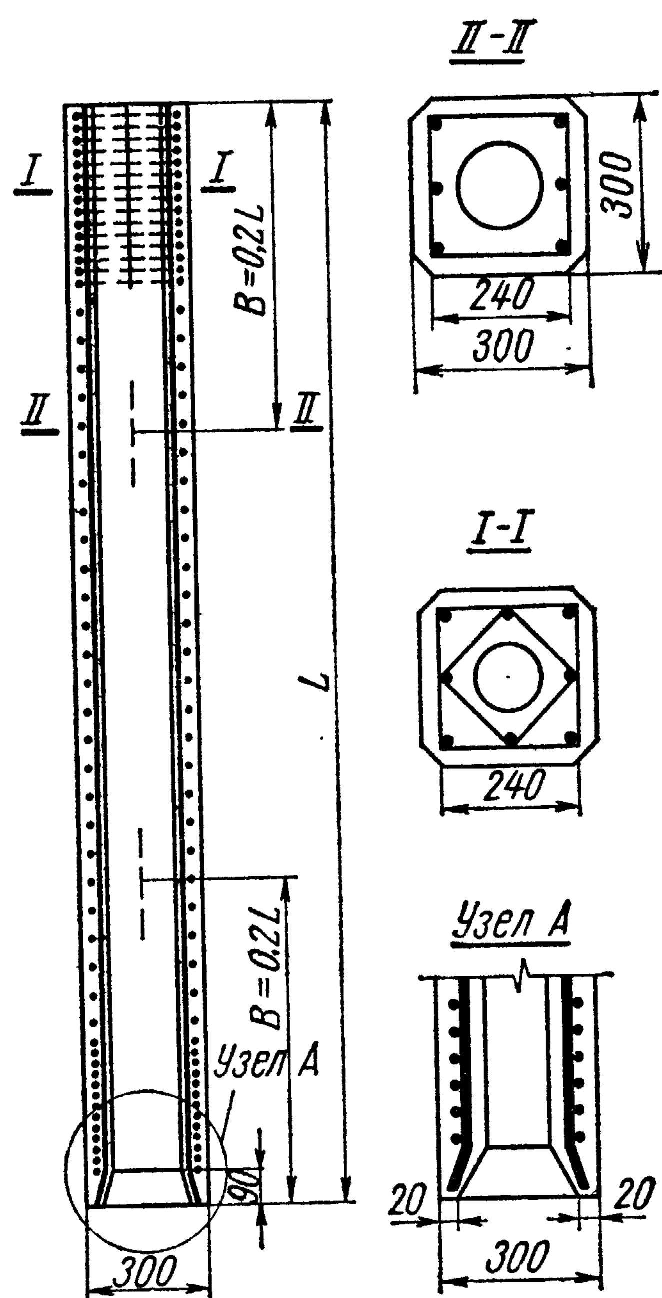


Рис. 134. Трубчатая свая с открытым нижним концом

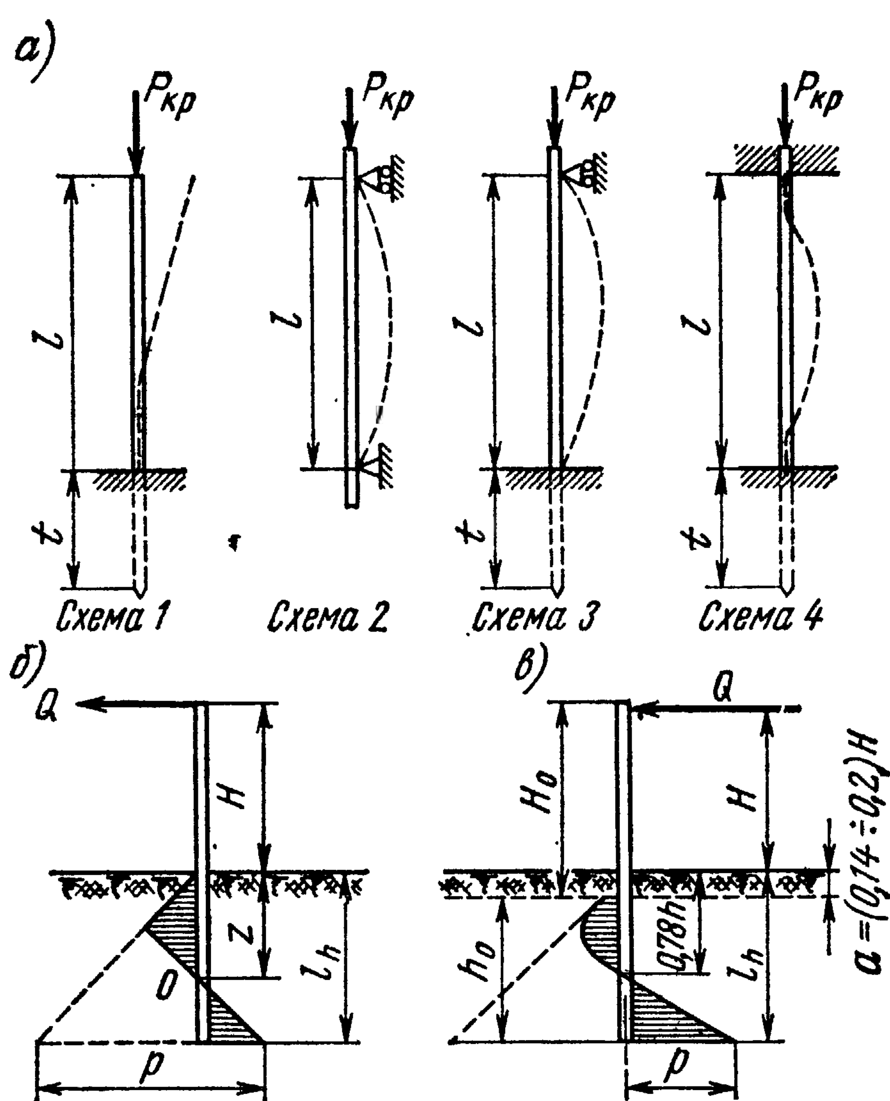


Рис. 135. Расчетные схемы для определения несущей способности свай-стоек при горизонтальных и вертикальных нагрузках

2. Определяется критическая сила по формуле Эйлера как для стоек с продольным изгибом

$$P_{кр}=\frac{\pi^2EI}{(\mu l_1)^2},$$

где E — модуль упругости материала сваи;

I — момент инерции поперечного сечения сваи;

l_1 — свободная длина сваи, расположенной в жидком грунте и поверхностной воде;

μ — коэффициент, принимаемый в зависимости от выбранной расчетной схемы.

Несущая способность сваи определяется по формуле

$$P_{св}=\frac{P_{кр}}{K_{зап}}, \qquad (152а)$$

где $K_{зап}$— коэффициент запаса.

Расчетное сопротивление (несущую способность) сваи-стойки находят в зависимости от характера работы сваи в грунте по нормативному давлению грунтов основания сваи по формуле

$$P_{гр}=kmR^{н}F_{св}, \tag{152б}$$

$P_{гр}$ — несущая способность сваи по ее работе в грунте;
k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7;
m — коэффициент условий работы, равный единице;
$R^{н}$ — нормативное сопротивление грунта основания на уровне острия свай, $T/м^2$ (табл. 32).

Таблица 32

Глубина забивки сваи от поверхности грунта, *м*	Нормативное сопротивление $R^{н}$, $T/м^2$						
	Песчаные грунты средней плотности						
	гравелистые	крупные	—	средней крупности	мелкие	пылеватые	—
	Глинистые грунты различной консистенции *B*						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 и более
3	700	400	300	200	120	100	60
4	820	510	380	250	160	120	70
5	880	550	400	280	190	130	75
7	950	620	430	320	210	140	80
10	1050	680	490	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

Несущая способность висячей сваи. Расчетное сопротивление (несущая способность) висячей сваи определяется также по расчетному сопротивлению материала сваи $P_{м}$ и по ее работе в грунте $P_{гр}$.

Расчетное сопротивление основания висячей сваи для предварительных расчетов СНиП рекомендует находить при центральных нагрузках как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$P_{гр}=km\left(R^{н}F_{св}+u\sum f_i^{н}l_i\right), \tag{152в}$$

где u — периметр поперечного сечения сваи;
$f_i^{н}$ — нормативное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, $T/м^2$ (табл. 33);
l_i — толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи.

Таблица 33

Средняя глубина слоя грунта, *м*	Нормативное сопротивление $R^{н}$, $T/м^2$					
	Песчаные грунты (для свай, забитых без подмыва)					
	крупные и средней крупности	мелкие	пылеватые	—	—	—
	Глинистые грунты различной консистенции *B*					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	$>$ 0,6
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0.8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,8	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

Несущая способность свай, погружаемых в глинистый грунт, возрастает во времени. В строительной практике это явление называется «процессом засасывания», а период нарастания несущей способности сваи до стабильной величины — «отдыхом». Продолжительность «отдыха» может быть от нескольких дней до многих месяцев. Так, при забивке свай молотом продолжительность отдыха составляет для супесей 5—10, для суглинков —15—20, для тощих и пылеватых глин —25—30 и для жирных глин —30 и более дней.

При забивке свай виброударными машинами продолжительность «отдыха» свай увеличивается.

Установившаяся несущая способность может быть в 1,5—2 раза больше, чем тотчас же после забивки.

В глинах, обладающих повышенной тиксотропией, упрочнения после «отдыха» не наблюдается. В таких грунтах применять сваи не рекомендуется.

Несущая способность оснований висячих свай может также определяться динамическим методом, по которому сопротивление сваи находится по результатам ее забивки ударным способом или вибрацией.

Для определения сопротивления сваи по данным забивки применяются формулы, основанные на теории удара, и эмпирические.

Из формул, основанных на теории удара, наибольшее распространение получила формула проф. Н. М. Герсеванова

$$p_{пр} = \frac{nF_{св}}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF_{св}}{2}\right)^2 + \frac{nF_{св}}{e} \cdot QH \cdot \frac{Q+\varepsilon^2 q}{Q+q}}, \qquad (153а)$$

где $p_{пр}$ — предельное сопротивление основания;
$F_{св}$ — площадь поперечного сечения сваи около заострения;
Q — вес падающей части молота;
H — высота падения ударника;
e — отказ сваи;
q — вес сваи;
ε^2 — коэффициент восстановления удара, равный 0,2;
n — параметр, равный для деревянных свай без наголовника — 100 $Т/м^2$; с наголовником —80 $Т/м^2$; для железобетонных свай с деревянным наголовником —150 $Т/м^2$; с наголовником из холщевых мешков —1100 $Т/м^2$; металлических свай без наголовника —500 $Т/м^2$.

Величина расчетной нагрузки на сваю, исходя из ее работы в грунте, будет равна

$$p_{гр} = \frac{p_{пр}}{K_{зап}},$$

где $K_{зап}$— коэффициент запаса, равный 1, 3—2,0.

Формула Н. М. Герсеванова не учитывает упругой части отказа, вследствие чего она неполно отражает сопротивление сваи в грунте. Вместе с отказом необходимо замерить в натуре и ввести в формулу упругую осадку (упругий отказ). Так как работа упругих деформаций поглощает значительную часть энергии удара, то пренебрегать этой потерей энергии нельзя.

С учетом упругой части отказа формула Н. М. Герсеванова будет иметь вид

$$p_{пр} = 2dln_f + \left[\sqrt{1 + \frac{1}{dln_f} \cdot \frac{QH}{e + \frac{c}{2}} \cdot \frac{Q + 0{,}2q}{Q + q} - 1}\right], \quad (153б)$$

где d — сторона или диаметр поперечного сечения сваи;
n_f — коэффициент, принимаемый при забивке сваи с наголовником, равным 7 $Т/м^2$;
c — упругая часть отказа.

Из эмпирических формул расчета несущей способности сваи при погружении ее в грунт методом вибрации наибольшее распространение получила формула Б. П. Татарникова

$$p_{гр} = \frac{1}{m}\left[\frac{\alpha(N_0 - N_x)}{1 + \beta l} + Q + q\right], \quad (154)$$

где N_0 — общая величина активной электрической мощности на валу электродвигателя, *квт*, при погружении сваи в грунт со скоростью до 5 *см/мин*, $N_0 = N_1\,\eta$ (η — к. п. д. электродвигателя; $N_1 = \frac{n \cdot 60}{t}$, где n показания счетчика, *квт·ч*; t — время наблюдения, *мин*);

N_x — величина активной электрической мощности на валу электродвигателя при холостом ходе вибропогружателя. Для каждого вибропогружателя эта величина постоянная;

Q — вес сваи и вибратора, T;

α — коэффициент, учитывающий свойства грунта и конструкцию сваи и вибратора (для песков $\alpha=5{,}7$; для глин $\alpha=2$; для суглинков $\alpha=2{,}5\div4{,}6$);

β — коэффициент, учитывающий влияние скорости погружения сваи в грунт (для песков и суглинков $\beta=0{,}15\div0{,}33$; для глин $\beta=0{,}17$);

l — отказ сваи, *см*, за одну минуту работы вибропогружателя;

m — коэффициент однородности и условий работы для висячих свай и свай-стоек (табл. 34).

Таблица 34

Тип свайного ростверка	Значение коэффициента m при числе свай в фундаменте			
	1—5	6—10	11—20	21 к более
Высокий	0,48	0,51	0,54	0,6
Низкий	0,51	0,54	0,6	0,8

Пользование формулой Б. П. Татарникова возможно при известных α и β, которые определяются заранее для каждого конкретного случая проектирования свайных оснований в ходе статических испытаний свай.

Несмотря на большое количество существующих формул, несущую способность свай часто определяют методом пробных нагрузок на сваю в полевых условиях с целью проверки расчетных данных, а также выбора наиболее рационального по местным условиям способа погружения свай и определения необходимой глубины забивки в соответствии с расчетной несущей способностью.

Количество пробных свай должно быть не менее 1% от общего количества свай в основании.

Вертикальная нагрузка на пробную сваю может быть дана с помощью загрузочной платформы или гидравлического домкрата.

Нагружение сваи ведется до критической нагрузки, т. е. до давления, при котором осадка сваи в два раза превышает величину допустимой осадки — отказа, или до давления, при котором кривая осадки сваи в зависимости от нагрузки резко меняет свой характер.

По результатам испытаний строятся график осадки в зависимости от нагрузки и график осадки в зависимости от времени (рис. 136).

За предельную нагрузку $p_{пр}$ принимается на графике нагрузка, предшествующая той, при которой осадка за одну ступень нагрузки

более чем в пять раз превышает осадку за предшествующую ступень.

Пользуясь результатами испытания свай динамической или статической нагрузкой, можно определить расчетное сопротивление висячих свай, работающих на вертикальную нагрузку, по формуле

$$p_{гр} = kmp^{н},$$

где $p^{н}$ — нормативное сопротивление основания сваи, принимаемое равным при испытании свай динамической нагрузкой предельному сопротивлению основания сваи $p_{пр}$, определяемому по формуле (153а).

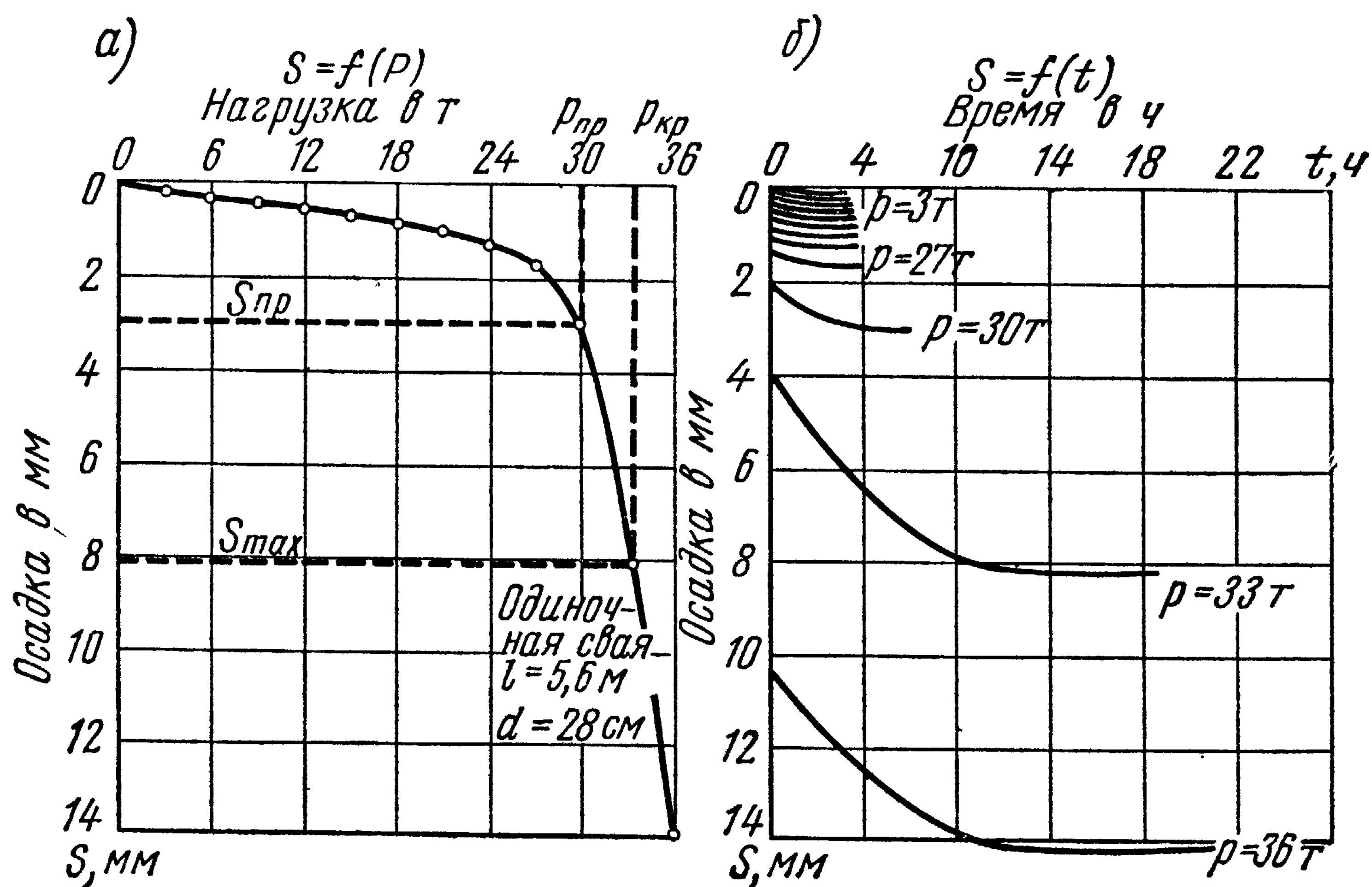


Рис. 136. Графики зависимости осадки сваи от нагрузки и от времени

В том случае, когда отказ сваи замеряется с учетом упругой его части, значение $p_{пр}$ рекомендуется определять по формуле (153б); при испытании свай статической нагрузкой $p_{пр}$ определяется по графику (рис. 136,*а*).

Что касается проверки одиночной висячей сваи по деформациям (по второму предельному состоянию), то ее производят по результатам испытания свай статической нагрузкой. При этом деформация одиночной сваи при нормативной нагрузке не должна превышать допускаемой величины деформации, заданной в проекте.

Несущая способность свай с горизонтальными нагрузками. Можно рассчитывать сваи на горизонтальные нагрузки по трем схемам.

1. Свая считается бесконечно жесткой в сравнении с грунтом, и уравнения равновесия сил, действующих на сваю, составляются из условия вращения сваи вокруг «нулевой точки», лежащей на некоторой глубине (z=0,78 h) от поверхности земли (см. рис. 135, *б*, *в*).

2. Свая рассматривается как гибкий стержень, нижняя часть которого работает как балка на сплошном упругом основании, а

верхняя — как стержень, изгибаемый в сыпучей среде (метод Архангельского, Калиновича и Жемочкина).

3. Свая рассматривается как балка, нижняя часть которой жестко заделана в грунт, а верхняя способна перемещаться горизонтально в пределах некоторой глубины l от поверхности подошвы ростверка.

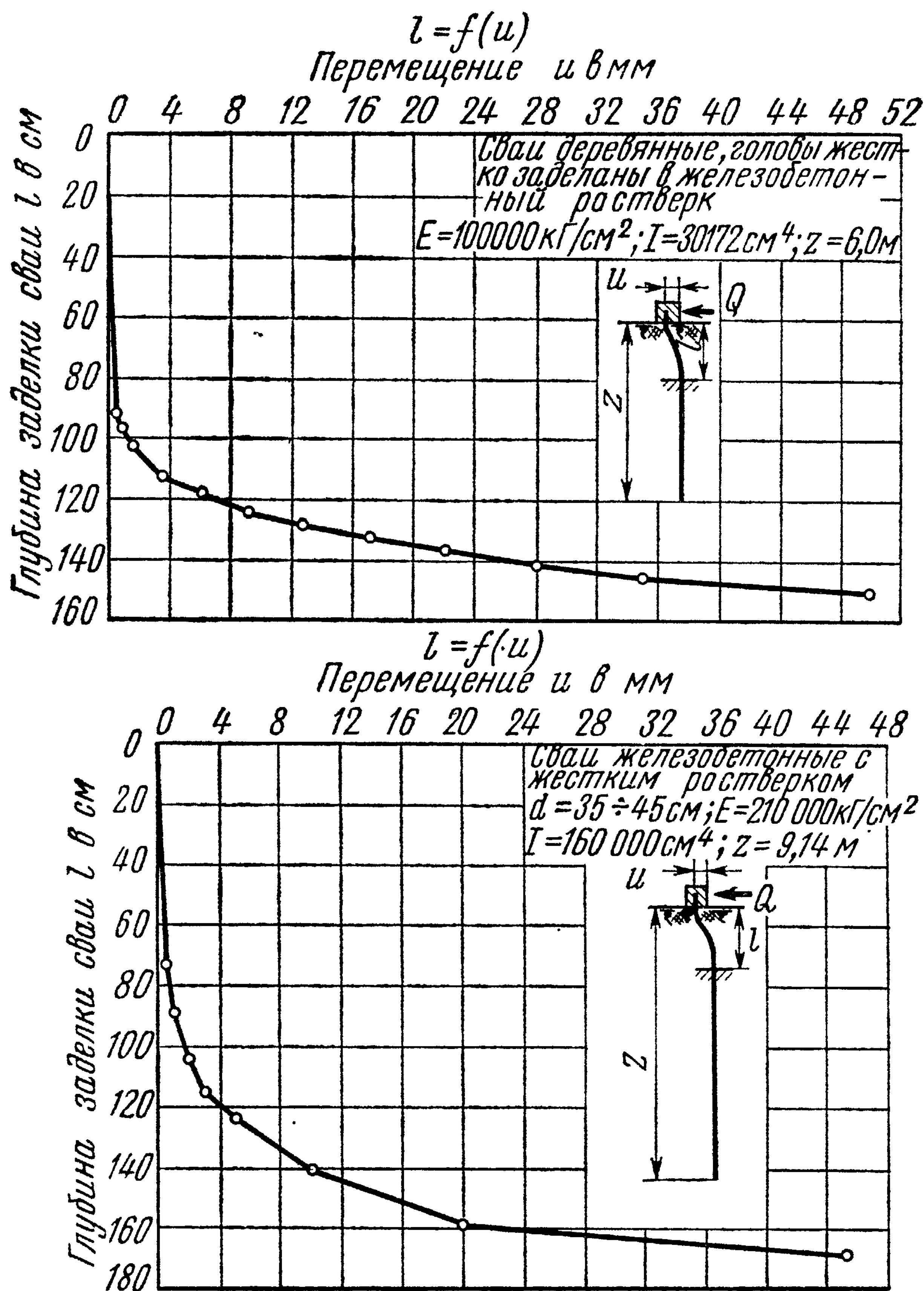


Рис. 137. Графики для определения глубины заделки сваи при горизонтальной нагрузке

На основании экспериментальных данных и некоторых теоретических исследований В. Н. Голубков [34] дал формулу для определения расчетного сопротивления сваи, имеющей две заделки: голова — в железобетонном ростверке и нижняя часть — в грунте:

$$Q_{доп} = \frac{12EIu}{\alpha l^3}, \qquad (155а)$$

где EI — жесткость поперечного сечения ствола сваи;

u — горизонтальное перемещение сваи у поверхности грунта, которое В. Н. Голубков рекомендует принимать до 10 *мм*;

l — глубина заделки сваи (рис. 137);

α — эмпирический безразмерный коэффициент, который принимается, по В. Н. Голубкову, от 4 до 16 в зависимости от расстояния между сваями, характера грунта, материала сваи и ростверка.

По действующим СНиПам расчетное сопротивление основания сваи, работающей на горизонтальную нагрузку, при заделке головы сваи в бетонный ростверк определяется по формуле

$$Q_г = \beta \cdot \frac{\Delta_г B}{1000 l_0^3}, \qquad (155б)$$

где β — коэффициент, принимаемый для железобетонных свай от 0,65 до 1,2; для деревянных свай — от 2 до 3;

$\Delta_г$ — горизонтальное перемещение сваи у поверхности грунта, заданное в проекте (от 10 до 15 *мм*);

B — жесткость поперечного сечения сваи;

l_0 — глубина заделки сваи в грунт, принимаемая от 4,5 до $8d$.

Несущая способность винтовой и камуфлетной сваи. 1. Расчетное сопротивление винтовой металлической сваи определяется из условия прочности ствола сваи и по несущей способности грунта.

Расчетное сопротивление ствола сваи по прочности

$$P_{св} = \frac{(0{,}42R + R_2)F_б + R_г F_{гр}}{m_1 m_2 \left(1 + \frac{4l}{d}\right)}. \qquad (156)$$

При этом должно быть выполнено условие

$$P_{св} = \frac{(0{,}42R + R_2)F_б}{m_1 m_2},$$

где m_1 — коэффициент запаса, равный 1,7—2;

m_2 — дополнительный коэффициент запаса, зависящий от числа свай в ростверке, равный 1—1,3;

$F_{гр}$ — площадь сечения трубы;

$F_б$ — площадь бетонного ядра;

R — марка бетона;

e — эксцентриситет;

d — наружный диаметр ствола сваи;

$R_2 = 108$ *кГ/см*^{2}.

Расчетное сопротивление основания винтовой сваи

$$p_{гр} = \frac{\sum uH\tau_{гр}}{m_2} + 0{,}785 \frac{D^2}{m} \cdot R^н, \qquad (157а)$$

где $R^{н}$ — нормативное давление на грунт, определяемое по СНиП II-Б. 1—62;

$\tau_{гр}$ — нормативное сопротивление грунта основания на боковой поверхности ствола сваи;

D — диаметр лопастей винта сваи;

$\sum u$ — периметр поперечного сечения ствола сваи;

H — толщина слоя грунта, пройденного стволом сваи.

2. Несущую способность камуфлетных свай можно определить по формуле

$$R_{гр}=l_0 u f_{ср}+F_{св}R^{н}, \qquad (157б)$$

где l_0 — глубина погружения сваи в грунт;

u — периметр поперечного сечения свай;

$f_{ср}$ — осредненная удельная величина бокового трения.

§ 5. Расчет свайного фундамента

Несмотря на то, что свайные фундаменты являются очень старой строительной конструкцией, до сего времени нет удовлетворительной теории их расчета, которая учитывала бы всю совокупность основных действующих факторов.

Несущую способность свайных фундаментов еще до сего времени определяют как сумму несущих способностей одиночных свай, хотя на недопустимость этого впервые было указано еще в 1894 г. инженером путей сообщения Н. Лебединским.

Многочисленные экспериментальные исследования подтвердили существенную разницу в работе одиночной сваи и сваи в составе свайного основания или в кусте свай. Эти опыты показали, что при любых нагрузках на каждую сваю осадка свайного куста оказывается больше, чем осадка одиночной сваи при такой же нагрузке. На рис. 138 представлен график В. Н. Голубкова, который подтверждает вышеприведенное положение, объясняемое тем, что в кусте сваи работают совместно и зависят одна от другой, вследствие чего происходит наложение зон напряжений. Особенно это сказывается при малых расстояниях между сваями (рис. 138, *г*).

Все эти данные пока отражают только качественную сторону вопроса, что никак не может считаться достаточным для проектирования.

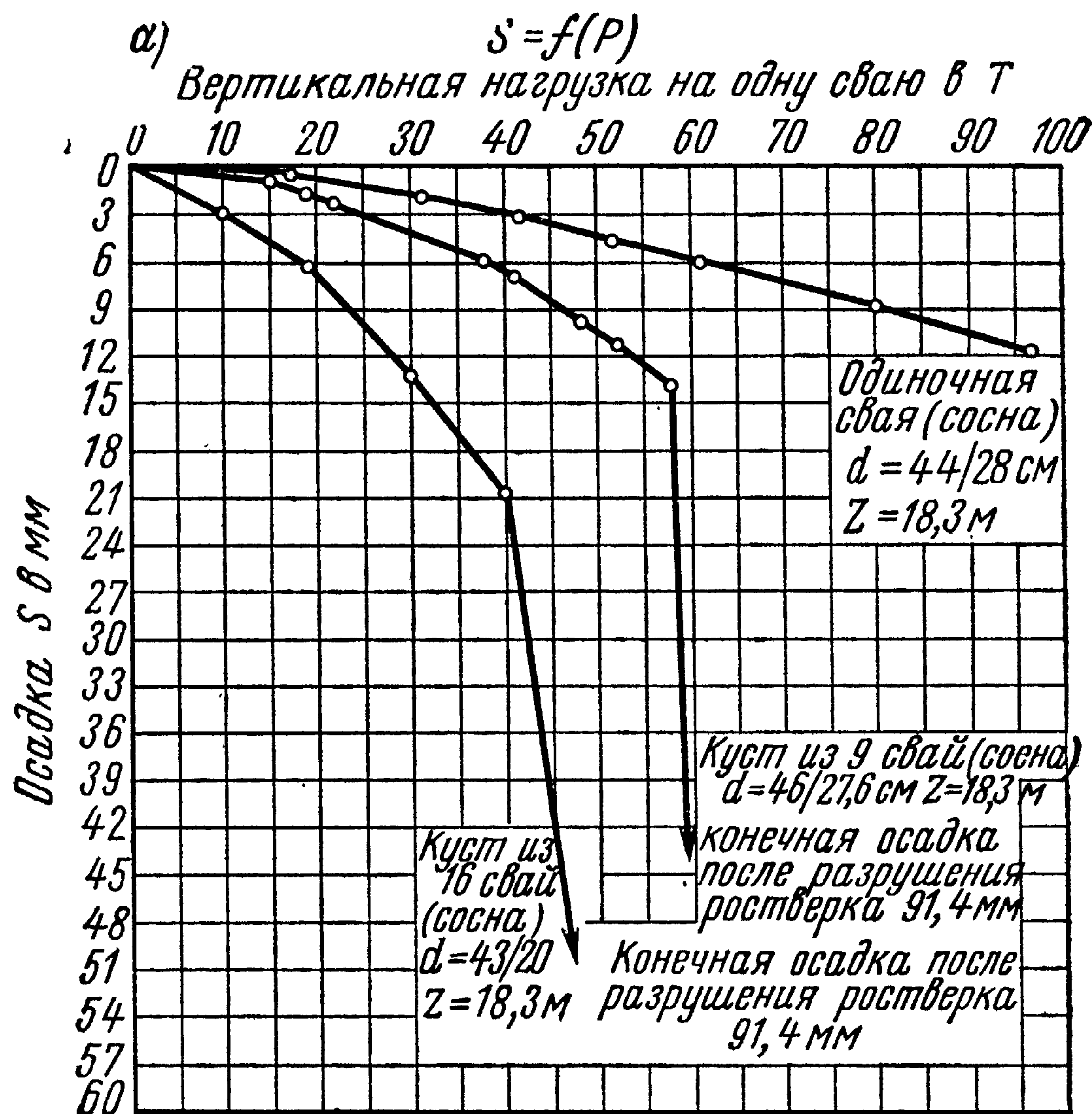
Расчет свайного фундамента сводится к следующему:

1. Задаются длиной сваи, используя данные геологического разреза. В этом случае следует соблюдать некоторые правила из опыта применения свайных фундаментов: а) свая должна быть такой длины, чтобы ею можно было пройти всю слабую толщу грунтов с погружением нижних концов сваи в подстилающую толщу более прочного грунта; б) экономически выгоднее применять меньшее число длинных свай, чем большее число свай меньшей длины.

2. Определяют расчетное сопротивление сваи $P_{св}$ по формулам, описанным выше.

3. Определяют количество свай под сооружением.

4. Размещают сваи в плане.



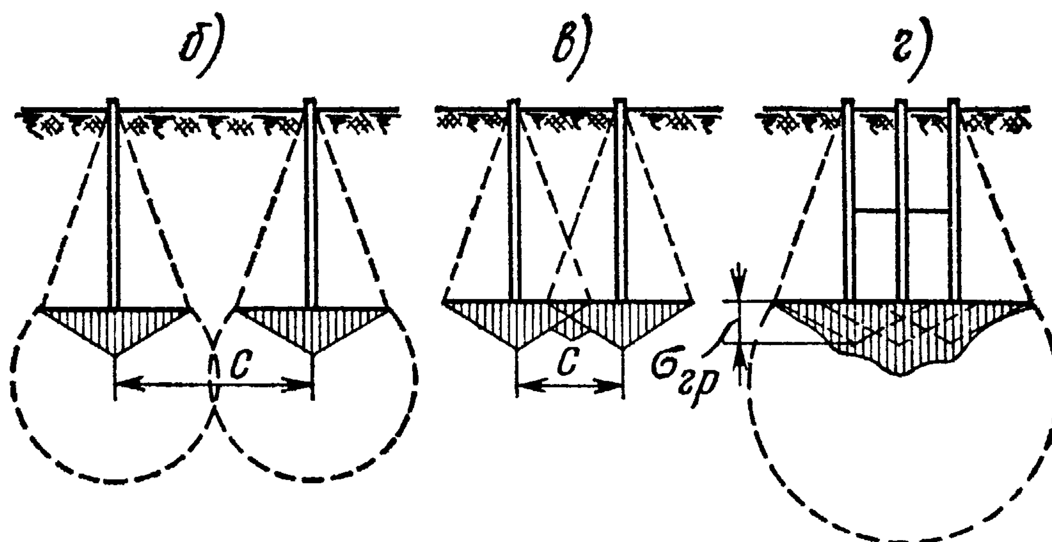


Рис. 138. График осадки свай в кусте и одиночной свае при одинаковых нагрузках

5. Находят размеры ростверка.

6. Определяют расчетное сопротивление свайного фундамента из свай-стоек;

7. Рассчитывают свайный фундамент из висячих свай по несущей способности и по деформациям (на осадку).

Определение количества свай под сооружением при вертикальных центральных нагрузках (свай-стоек) производится по формуле

$$n = \frac{N_р}{P_{св}}, \qquad (158а)$$

где $N_р$ — расчетная вертикальная нагрузка по подошве ростверка.

Расчетное сопротивление одиночной сваи $P_{св}$ выбирается наименьшим из условия несущей способности грунта основания и материала сваи.

Количество свай при внецентренных вертикальннх нагрузках можно определить из соотношения

$$P_{св} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \qquad (158б)$$

где $P_{св}$ — расчетная нормальная сжимающая сила на одну сваю в свайном фундаменте;

M_x и M_y — расчетные моменты относительно главных осей в плоскости подошвы свайного фундамента;

x_i и y_i — расстояния от главных осей свайного фундамента в плане до оси каждой сваи;

x и y — расстояния от главных осей свайного фундамента в плане до оси сваи, для которой вычисляется $P_{св}$.

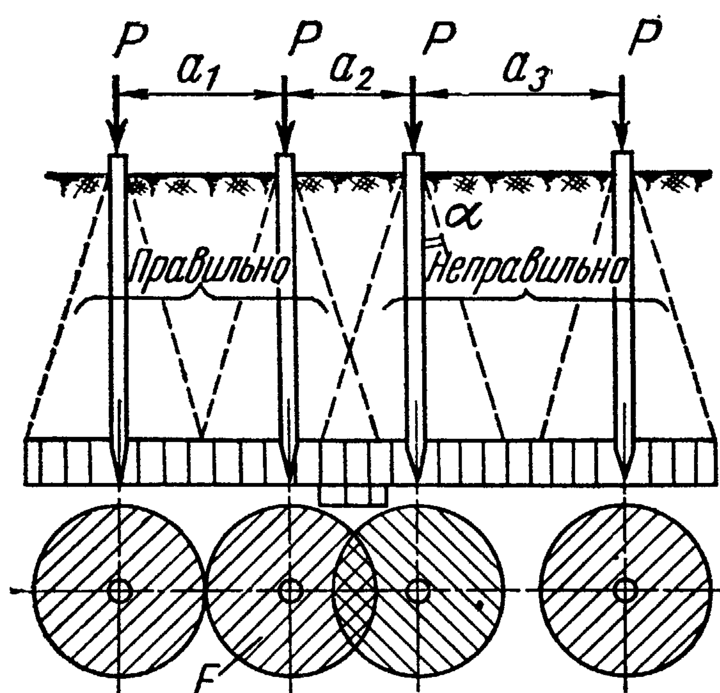


Рис. 139. Схема напряженной зоны в грунте около свайного стержня

Для висячих свайных фундаментов при вертикальных нагрузках количество свай под сооружением определяется с учетом активной зоны в плоскости нижних концов свай. Опытами доказано, что вокруг нагруженной сваи в грунте образуется напряженная зона (рис. 139), распространяющаяся под углом $\alpha°$. СНиП II-Б. 5—62 рекомендует угол $\alpha°$ брать равным 0,25 φ (угла внутреннего трения грунта).

Для однородных грунтов угол распространения давления $\alpha°$ может быть определен по Бирбаумеру:

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{d \operatorname{tg} \varphi}{2l}}, \qquad (159)$$

где d — диаметр сваи;

φ — угол внутреннего трения грунта;

l — длина части сваи, забитой в грунт.

Размещение свай в плане. Размещать сваи в плане нужно с таким расчетом, чтобы активные зоны в грунте по острию свай не накладывались от разных свай одна на другую и в то же время не

находились бы на значительном расстоянии друг от друга (рис. 139). В первом случае могут быть неравномерные и значительные осадки, во втором — не экономично увеличивается размер ростверковой подушки в плане.

Критерием расстояния между сваями будет

$$a = d + 2\delta,$$

где δ — размер активной зоны грунта (для глин $\delta = 0{,}3$, для песков — 0,23 и для суглинков — 0,15).

Величину a Бирбаумер определял по формуле

$$a = 2\sqrt{\frac{d \operatorname{tg} \varphi l}{2}}. \qquad (160)$$

Для определения минимально допускаемого расстояния между сваями можно пользоваться также формулой

$$a_{\min} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\pi(1+k_1)(1+\varepsilon)}{\varepsilon - \varepsilon_{\min}\beta}}, \qquad (161)$$

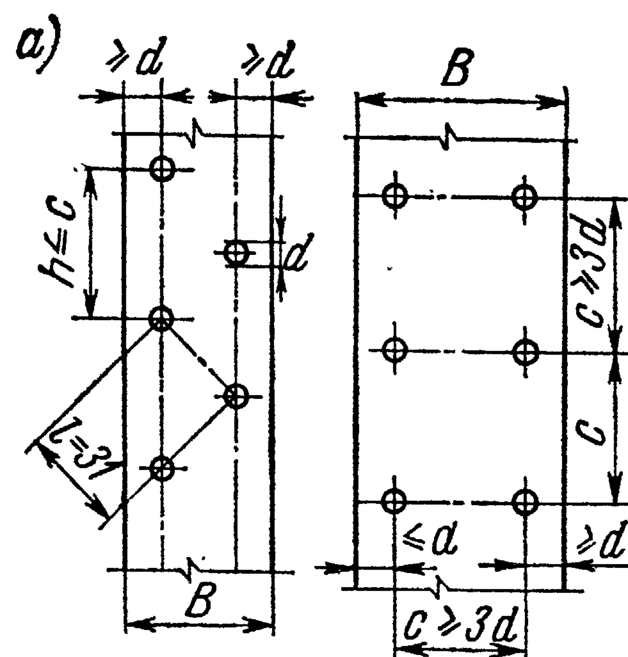
где ε — коэффициент пористости естественного грунта;

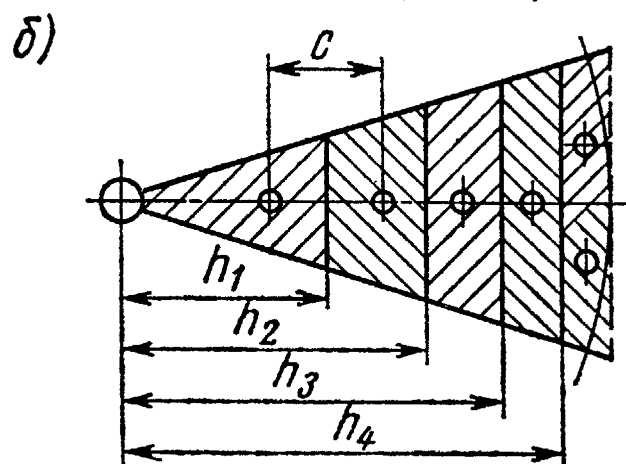
$\varepsilon_{\min}$ — минимальный коэффициент пористости грунта;

k_1 — коэффициент выпирания (для рыхлых песков близок к нулю и для плотных глин — к единице);

β — коэффициент неравномерности уплотнения грунта, равный 1,0—1,1.

Конструктивно расстояние между осями свай может быть в пределах от $3d$ до $6d$.





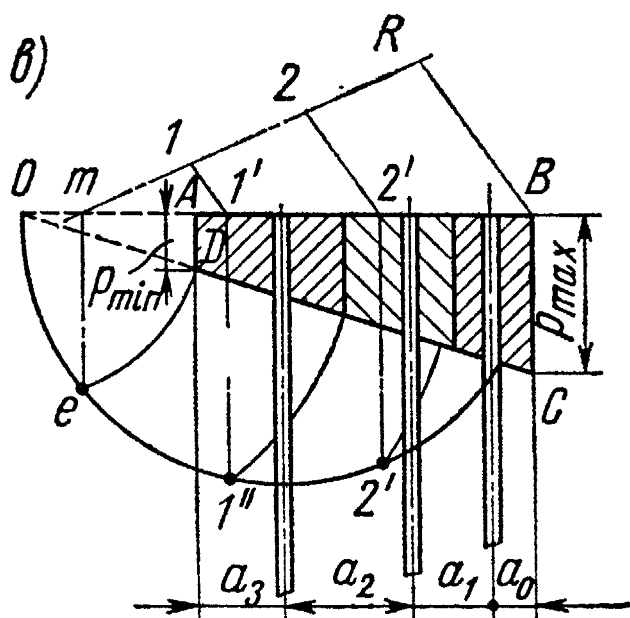


Рис. 140. Расположение свай в плане при центральной (*а*; *б*) и внецентренной нагрузках (*в*)

При центрально действующей нагрузке, распределенной по прямоугольнику и ленте, сваи в плане размещают в рядовом или шахматном порядке (рис. 140, *а*).

В случае круглого очертания подошвы фундамента в плане (фабрично-заводские трубы, резервуары, водонапорные башни и т. п.) размещение свай производится или по квадратной сетке или радиально графо-аналитическим методом. В этом случае вся площадь основания делится на отдельные секторы. Число секторов определяется числом намеченных радиальных рядов свай, направление

которых устанавливается по радиусу, равноделящему центральный угол каждого сектора (рис. 140, *б*).

Если применяются сваи одного диаметра, то их можно разместить так, чтобы при полученной расчетом величине и точке приложения нормального давления на основание каждая свая несла бы положенную ей нагрузку. В этом случае размещение свай решается графически по общепринятому методу распределения трапециевидной площади эпюры нагрузки на равновеликие площадки.

Если будет задано определенное количество рядов свай под сооружением, то необходимо найти только точку приложения каждого ряда свай согласно эпюре внецентренного давления (рис. 140, *в*).

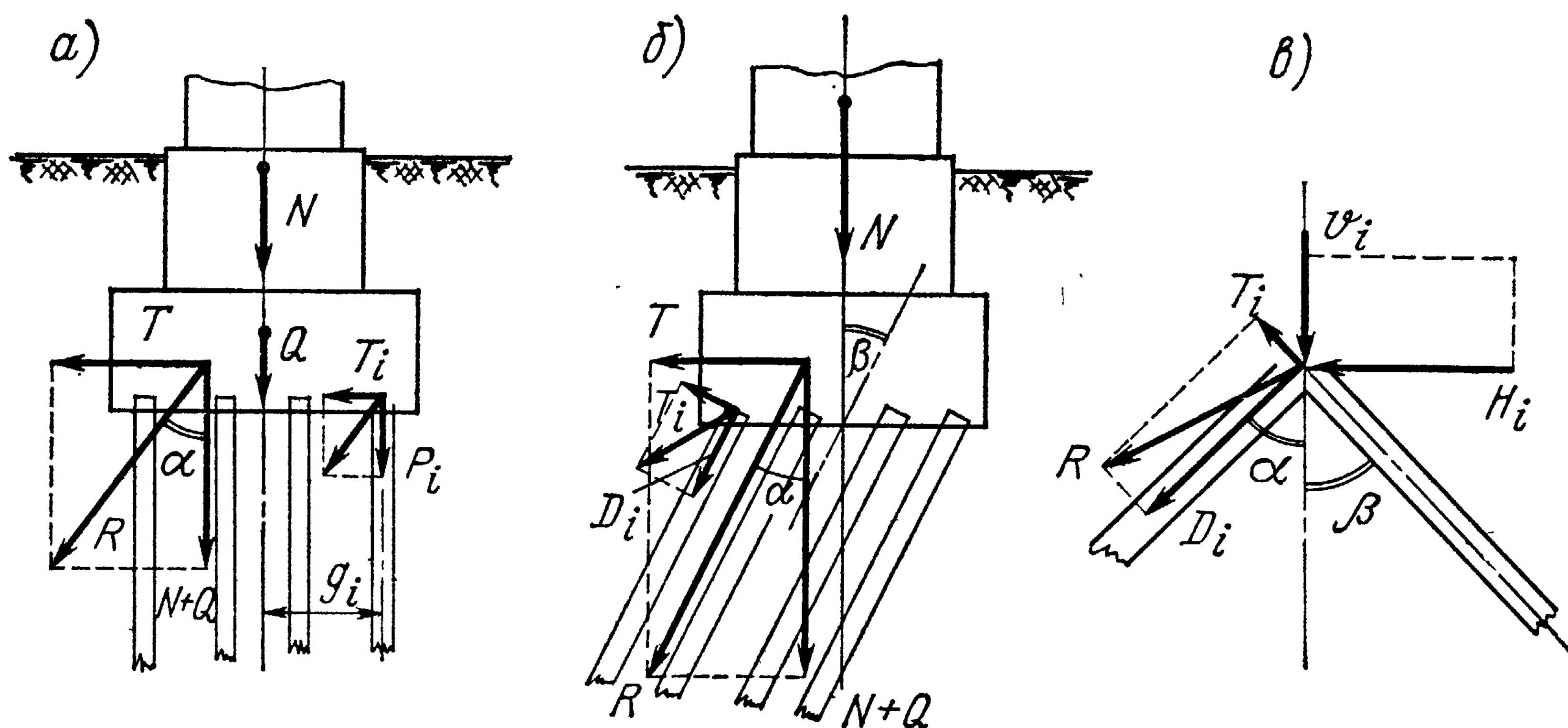


Рис. 141. Определение усилий в сваях при горизонтальной нагрузке:
а — при $T<10\%$ от ΣP; *б* — при T от 10 до 20% от ΣP; *в* — при $T>20\%$ от ΣP

На рис. 141 показано размещение свай при внецентренном сжатии и горизонтальной нагрузке. При таком расположении нагрузок, кроме осевого давления P_i, каждая из свай воспринимает горизонтальную нагрузку T_i, приложенную в каждой голове сваи по уровню подошвы фундамента. Эта сила определяется по формуле

$$T_i = P_i \operatorname{tg} \alpha, \qquad (162а)$$

где T_i — горизонтальная сила, воспринимаемая сваей; предполагается, что все сваи равномерно воспринимают горизонтальную нагрузку T;

P_i — осевое усилие, действующее на сваю, которое определяется по формуле (152);

α — угол между равнодействующей T и вертикальной составляющей сил (рис. 141), равный

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{T}{N+Q}.$$

Величина T_i не должна превышать допускаемой нагрузки на сваю $Q_{доп}$, определяемую по формуле (155б).

Если T_i будет мало и не превысит 10% от вертикальной составляющей $\sum P$ и угол наклона равнодействующей $\alpha \leqslant 6°$, а T не превосходит 0,5$т$, то сваи размещают как при одних вертикальных силах.

Если T не превышает 20% от $\sum P$ и нагрузка на 1 сваю T_i будет не более 1$т$, то для ликвидации недопустимых моментов сваи располагают наклонно по линии действия равнодействующей. При угле наклона β, постоянном для всех рядов свай (рис. 141, *б*), усилия между ними распределяются, как и в случае вертикальных свай.

Если обозначить продольное усилие в свае D_i и поперечную у оси сваи силу T_i, то их значения определяются из формул

$$D_i = p_i \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos\alpha}; \quad T_i = p_i \cdot \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\cos\alpha}. \tag{162б}$$

При $T > 20\%$ от $\sum P$ и при горизонтальной нагрузке на каждую сваю $T_i > 1т$, кроме вертикальных свай, устанавливают часть свай с наклоном в разные стороны, т. е. «козловые» сваи (рис. 141, *в*).

В этом случае предполагается, что силу, приложенную к углу сваи, можно разложить на две составляющие: D_i и T_i.

Сила D_i сжимает сваи одного направления, а сила T_i выдергивает сваи другого направления. Если известны внешние силы, приложенные к козловой свае (V_i— вертикальная составляющая и H_i— горизонтальная составляющая), то усилие в сжатой свае D_i, имеющей наклон в сторону действия равнодействующей, определится по формуле

$$D_i = \frac{V_i \sin\beta + H_z \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \tag{162в}$$

и усилие в растянутой свае — по формуле

$$T_i = \frac{H_i \cos\alpha - V_i \sin\alpha}{\sin(\alpha - \beta)}. \tag{162г}$$

Сваи на выдергивание работают значительно хуже, чем на сжатие. Предварительное расчетное сопротивление сваи, работающей на выдергивание, определяется по формуле

$$P_в = kmu \sum f_i^н l_i,$$

где k — коэффициент однородности грунта;

m — коэффициент условий работы; для свай, забиваемых до глубины 4 *м*, $m = 0,4$; в остальных случаях $m = 0,6$.

Определение расчетного сопротивления свайного фундамента. Расчетное сопротивление всего свайного фундамента из свай-стоек определится как сумма расчетных сопротивлений всех свай, входящих в него. В этом случае дополнительных расчетов по определению расчетного сопротивления не проводится.

Если же свайный фундамент устроен из висячих свай, следует проверять его несущую способность по формулам (152в) и (153),

а также деформации (осадки). При этом расчете свайный фундамент рассматривается как условный сплошной массив на естественном основании, включающий грунт и сваи.

Контурами условного массива являются: сверху — плита ростверка; с боков — наклонные плоскости от периметра ростверка под углом $\varphi_{ср}$ к вертикальной линии; снизу — площадь, ограниченная пересечением наклонных граней массива с горизонтальной плоскостью в уровне нижних концов свай.

В этом расчете необходимо соблюдать условие

$$\frac{N^н}{F_м}+\frac{M^н}{W_м}\leqslant R^н_{ест},$$

где $N^н$ — вертикальная составляющая нормативных нагрузок на свайный фундамент в плоскости его подошвы с учетом веса условного массива, включающего грунт и сваи;

$M^н$ — момент относительно центра тяжести в уровне подошвы ростверка от нормативных нагрузок;

$F_м$ и $W_м$ — площадь и момент сопротивления условного массива на уровне его подошвы;

$R^н_{ест}$ — нормативное давление на основание условного массива от уровня его подошвы, принимаемое по СНиП II-Б. 1—62;

$\varphi_{ср}$ — осредненное нормативное значение угла внутреннего трения грунта, равное

$$\varphi_{ср}=\frac{\varphi_1 l_1+\varphi_2 l_2+\ldots+\varphi_n l_n}{l};$$

$\varphi_1, \varphi_2, \ldots \varphi_n$ — нормативные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной $l_1, l_2, \ldots l_n$;

l — глубина погружения сваи в грунт, считая от подошвы ростверка ($l=l_1+l_2+\ldots+l_n$).

Процесс расчета свайного фундамента из висячих свай напоминает расчет осадки обычных фундаментов на естественном основании с учетом сказанного об условном контуре массива, заменяющего свайный фундамент, и с соблюдением соотношения $S_{расч}\leqslant f_{норм}$.

При этом следует иметь в виду, что для определения активной сжимаемой зоны эпюру дополнительньнх давлений P_z начинают определять и наносить графически на чертеж не от подошвы ростверка, а от заостренной нижней части свайного фундамента. Эпюру же бытовых давлений наносят на чертеж обычным, описанным ранее порядком.

Действующими СНиП допускается принимать осадку свайного фундамента, равную осадке одиночной висячей сваи, при следующих условиях: а) расстояние между осями свай в плоскости нижних концов должно быть равно более $6d$; б) число свай в фундаменте — не

более четырех; в) число продольных рядов свай — не более трех, а отношение сторон ростверка в плане — не более пяти.

Если на свайный фундамент действуют горизонтальные нагрузки, то его проверяют на устойчивость согласно формуле СНиПа

$$\frac{\sum H}{np_{\text{г}}+\sum H_n} \leqslant m,$$

где $\sum H$ — сумма всех внешних расчетных сил, действующих параллельно подошве ростверка;

$\sum H_n$ — сумма всех составляющих (параллельно подошве ростверка) продольных расчетных сил в наклонных сваях;

n — число вертикальных и наклонных свай в фундаменте;

m — коэффициент условий работы, равный 0,9.

§ 6. Конструкция и расчет свайного ростверка

Головы забитых свай в грунт заделываются в специальную конструкцию — свайный ростверк. Устройство ростверка необходимо

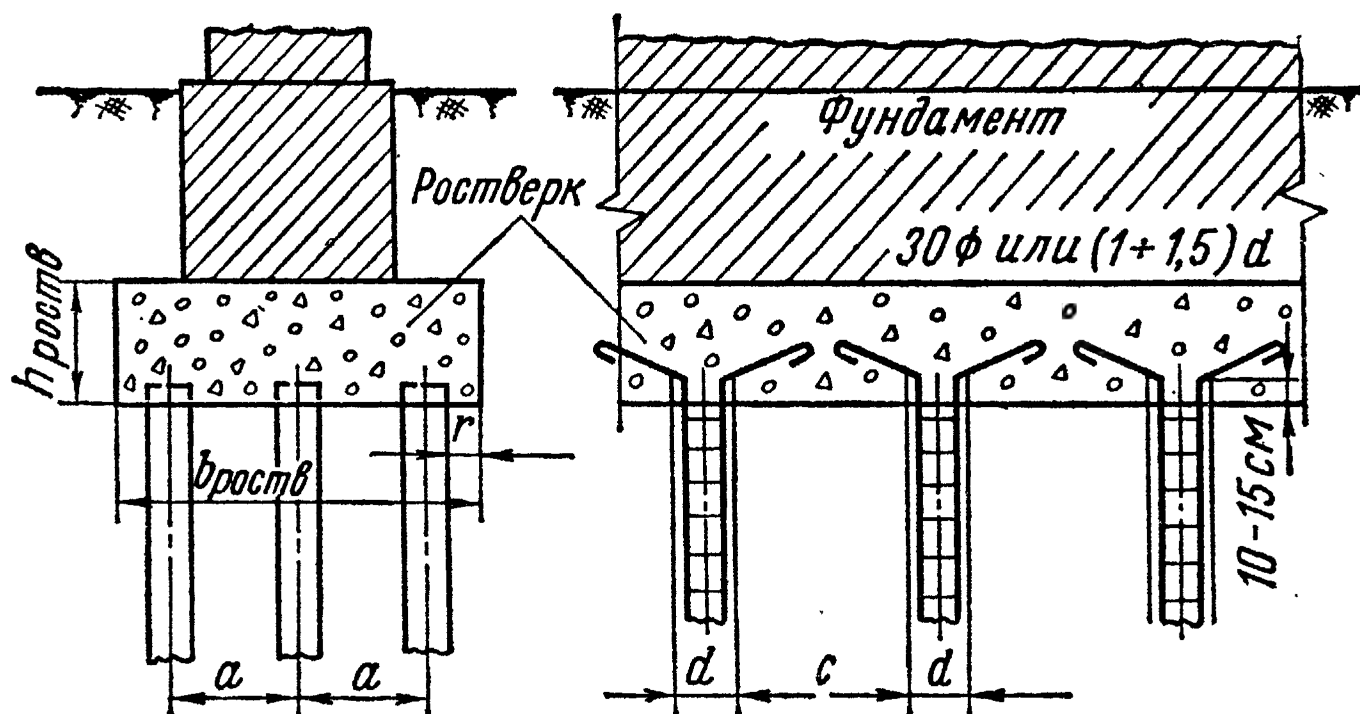


Рис. 142. Конструкция бетонного ростверка

для получения жесткой связи свай как единого целого, что дает возможность более равномерно передавать нагрузки от фундамента на сваю, а также для заложения подошвы фундамента на ровную горизонтальную площадку.

Глубина заложения подошвы ростверка назначается в зависимости от наличия подвалов и подземных коммуникаций, от геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, в зависимости от пучения грунтов при промерзании и глубины заложения примыкающих фундаментов.

Как для деревянных, так и для бетонных и железобетонных свай ростверки чаще конструируются монолитными из бетона (рис. 142).

Ростверк представляет собой подушку из бетона (марки не ниже 150) толщиной $h \geqslant 30$ *см*, определяемой по расчету на скалывание бетона по формуле

$$h_{\text{роств}} = \frac{P}{2\pi r R_{\text{ск}}}, \tag{163}$$

где P — расчетное сопротивление;

r — радиус поперечного сечения сваи;

$R_{\text{ск}}$ — расчетное сопротивление скалыванию бетона.

Голова деревянной сваи заделывается в ростверк: сжатые сваи — на величину диаметра сваи, но не менее 30 *см*; сваи, работающие на выдергивание,— по расчету в соотвествии с усилием в свае; для лучшей связи с ростверком голова делается в виде обратного конуса, причем окружающий ее бетон во избежание скалывания армируется.

У железобетонных забивных и набивных свай арматура головы сваи обнажается и заделывается в бетонный ростверк на длину не менее 25 *см* при вертикальных и не менее 40 *см* при горизонтальных нагрузках. Глубина заделки в бетонный ростверк необнаженной части сваи, работающей на вертикальные нагрузки, принимается не менее 5 *см*; при горизонтальных нагрузках — не менее наибольшего размера поперечного сечения сваи.

При определении толщины бетонного ростверка, устраиваемого в котловане при наличии грунтовых вод, следует учитывать гидростатическое взвешивание подушки ростверка.

При рядовом расположении свай под стенами здания ростверк рассчитывается как обвязочная балка, опирающаяся на сваи, а при деревянных ростверках и деревянных сваях — как разрезная балочная конструкция.

Железобетонные ростверки на сваях проектируются и рассчитываются как обычные конструкции с плитами (согласно нормам и техническим условиям проектирования железобетонных конструкций), которые рекомендуется применять из сборных элементов с маркой бетона не ниже 200.

Железобетонные ростверки дают возможность получить наименьшую строительную высоту, причем подушка ростверка входит в состав железобетонной конструкции опоры (см. рис. 142).

При многорядном расположении свай ширина ростверка b принимается равной

$$b = a(n_0 - 1) + d + 2r,$$

где a — расстояние между осями свай в ряду;

n_0 — число рядов;

d — диаметр сваи;

r — свес ростверка, принимаемый не менее 5 *см*.

Для ростверков, располагаемых непосредственно на грунте, до укладки арматуры и бетона предварительно делается подготовка из

втрамбованного в грунт щебня или гравия слоем 8—10 *см* с проливкой цементным раствором.

Защитный слой бетона, предохраняющий арматуру от действия грунтовых вод, принимается толщиной не менее 5 *см*.

В заключение настоящей главы следует сказать, что в промышленном и гражданском строительстве свайные фундаменты имеют большое будущее. Особенно эффективно свайные фундаменты заменяют ленточные в строительстве жилых зданий.

Глава 5

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

При залегании прочных грунтов под слоем слабых иногда становится необходимым устраивать глубокий фундамент, причем разработку котлована для такого фундамента приходится делать с помощью опускного колодца, кессона или с помощью тонкостенных сборных оболочек. Идея разработки котлована опускным колодцем в технике фундаментостроения не нова. Имеются описания опускных колодцев, относящихся к XII в.

В настоящее время опускные колодцы имеют распространение в строительстве на слабых, легко разрабатываемых грунтах значительной мощности (более 8 *м*), не содержащих крупных и твердых включений в виде валунов, стволов деревьев и т. п., при поверхностных водах, в слабом грунте, на дне водоема; в строительстве компактных сооружений в плане — водонапорных башен, глубоких насосных станций (исходя из технологических соображений размещения труб и механизмов); при устройстве глубоких фундаментов зданий в сейсмических районах.

Устройство оснований и фундаментов сооружений с помощью опускных колодцев заключается в том, что в грунт постепенно погружается ящик произвольной формы в плане, не имеющий дна (опускной колодец). Погружение опускного колодца сопровождается выемкой грунта из него. Глубина опускания колодца теоретически не ограничивается и может быть достаточно большой.

После того как колодец будет опущен, пространство, ограниченное его стенками, заполняется кладкой или используется в качестве помещения.

Работы, связанные с опусканием колодца, проводятся при обычном атмосферном давлении. При поверхностной воде или сильно плывунном грунте разработка котлована с помощью опускного колодца становится почти невозможной. Тогда приходится применять так называемый кессон.

При кессонном способе работы по выемке грунта и опусканию фундаментной опоры до прочного грунта производится в кессонной камере, заполненной сжатым воздухом.

Кессонный метод работы имеет следующие преимущества:

1) возможность присутствия рабочих и технического персонала около разрабатываемого грунта;

2) возможность предотвращения аварий от встречи с препятствиями (валуны, деревья и т. п.);

3) непосредственное наблюдение за грунтами основания и исследование их несущей способности;

4) опускание в любых грунтовых условиях.

Максимальная глубина опускания кессона без дополнительных технических мероприятий возможна до 35—40 *м* в зависимости от давления сжатого воздуха в камере кессона.

§ 1. Устройство опускных колодцев

По виду в плане опускные колодцы делятся на три типа: одноячейковые одиночные (рис. 143, *а*), многоячейковые однорядные и многорядные (рис. 143, *б* и *в*).

Очертание и размеры опускных колодцев в плане определяются формой надземной части сооружения и геологическими и гидрогеологическими условиями строительной площадки. При этом опускной колодец рекомендуется устраивать симметричным по отношению к основным осям для более легкого его опускания в грунт.

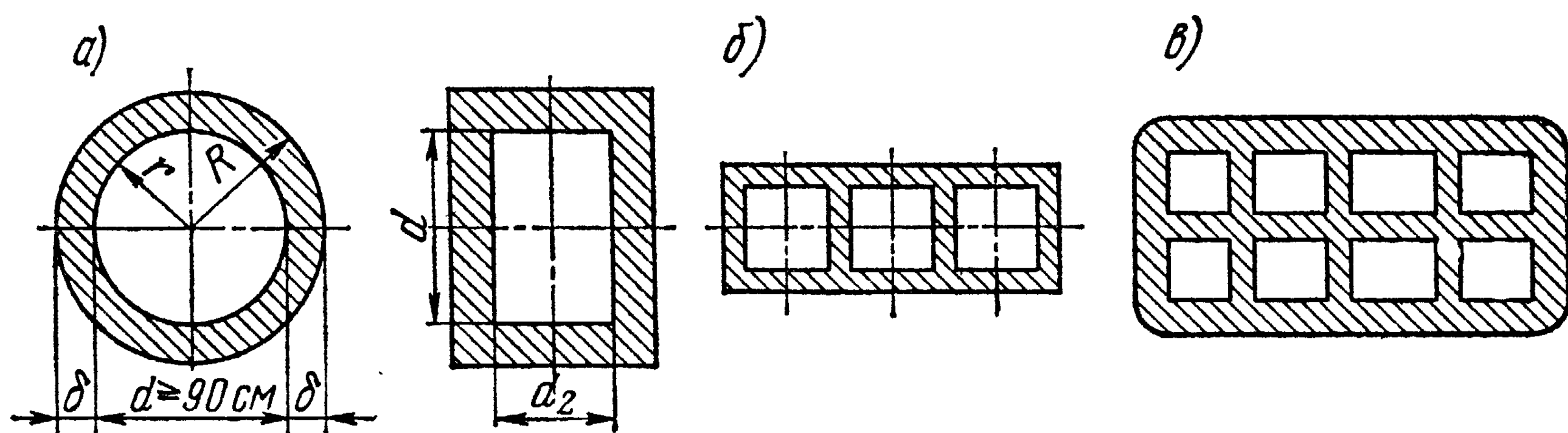


Рис. 143. Некоторые типы опускных колодцев

а — одноячейковый одиночный; *б* — многоячейковый однорядный; *в* — многоячейковый двухрядный

Одноячейковые колодцы применяются в строительстве гражданских и промышленных зданий для фундаментов под колонны, башни, трубы и т. п. Многоячейковые многорядные — для массивных сооружений.

При устройстве столбчатых фундаментных опор для ленточных фундаментов опускные колодцы располагаются обязательно под углами пересечения стен здания, а по свободной длине фундаментной ленты — через 4—5 *м* по осям колодцев (рис. 144). В этом случае колодцы перекрывают железобетонными рандбалками, по которым возводится кладка фундамента здания. Минимальный размер внутренней части колодца или отдельной ячейки в плане принимается не менее 90 *см*, исходя из конструктивных условий и удобства производства работ.

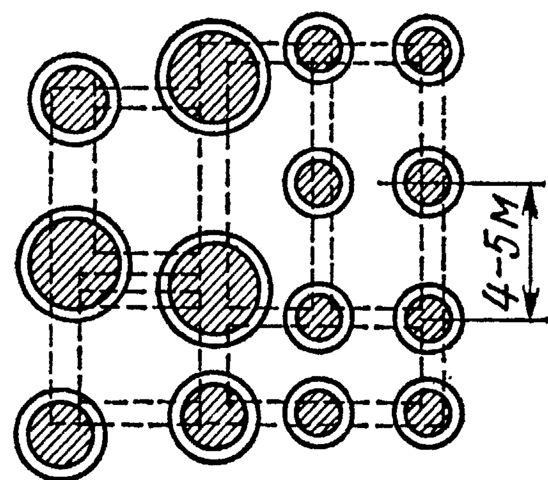


Рис. 144. Расположение опускных колодцев в плане

По вертикальному направлению профиль колодца определяется размером сооружения, характером грунта, гидрогеологическими данными и местными условиями производства работ по опусканию колодца.

Профили опускных колодцев могут быть цилиндрическими, коническими, уступчатыми и колоколообразными (рис. 145). Наиболее целесообразным профилем является цилиндрический, так как

такой колодец удобнее опускать и в расчетную нагрузку можно включить полное сопротивление трению стенок колодца о грунт, что увеличивает его несущую способность.

От колодцев цилиндрической формы нужно отказываться в том случае, если предполагается значительное сопротивление трению стенок колодца о грунт, в этом случае при слабой кладке в процессе опускания нижняя часть стенок колодца может оторваться от верхней.

В опускном колодце различают следующие конструктивные элементы: наружные стенки, внутренние стенки — перегородки, нож опускного колодца.

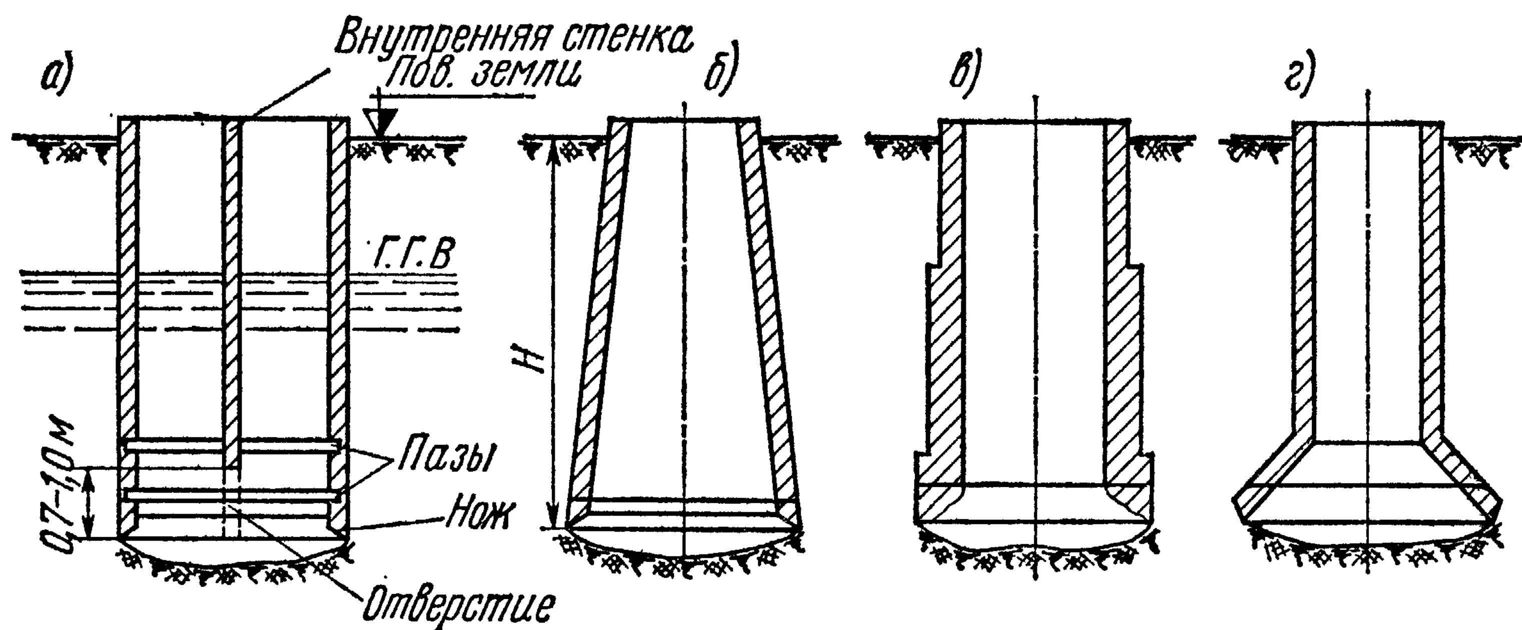


Рис. 145. Профили опускных колодцев:
а — цилиндрический; *б* — конический; *в* — уступчатый; *г* — колоколообразный

Материалом для стенок опускного колодца служит: бутовая или кирпичная кладка (колодцы глубиной до 6—10 *м* без подземных и поверхностных вод при устройстве небольших сооружений; толщина стенок колодца 0,6 и 0,8 *м*); бетонная кладка (колодцы глубиной 10—15 *м*; марка бетона —100—150; толщина стенок 25—60 *см*; стенки целесообразно собирать из заранее заготовленных сборных бетонных колец высотой 100 *см* или в опалубке монолитной конструкции участками высотой 100—200 *см*); железобетон (опускные колодцы любой формы; толщина стенок $\delta=0{,}10\div0{,}25$ *м*); широко применяются сборные конструкции; сборные железобетонные тонкостенные оболочки (диаметром до 3 *м* и высотой до 2,5 *м*) и металлические оболочки.

При диаметре колодца более 3 *м* целесообразно его делать из вертикальных скорлуп (панелей) шириной примерно 2,5 *м* и длиной от 5 до 16 *м* (рис. 146).

Для лучшего схватывания заполнения опускного колодца со стенками в их нижней части устраиваются пазы (два или три) по всему периметру наружных стен (см. рис. 145).

При устройстве стенок колодца из бетонной кладки для предотвращения отрыва нижней части от верхней за счет сильного трения стенок колодца о грунт устанавливаются тяжи из арматурной стали

по периметру стенок в вертикальном направлении, приблизительно через 0,7—1,2 *м* друг от друга.

Во внутренних стенках-перегородках в нижней части делаются отверстия для непосредственной связи одной ячейки с другой при разработке грунта.

Нижняя часть опускного колодца носит название ножа. Ножи выполняются различной конструкции: деревянные из отдельных брусьев, металлические, бетонные и железобетонные с металлическим резцом.

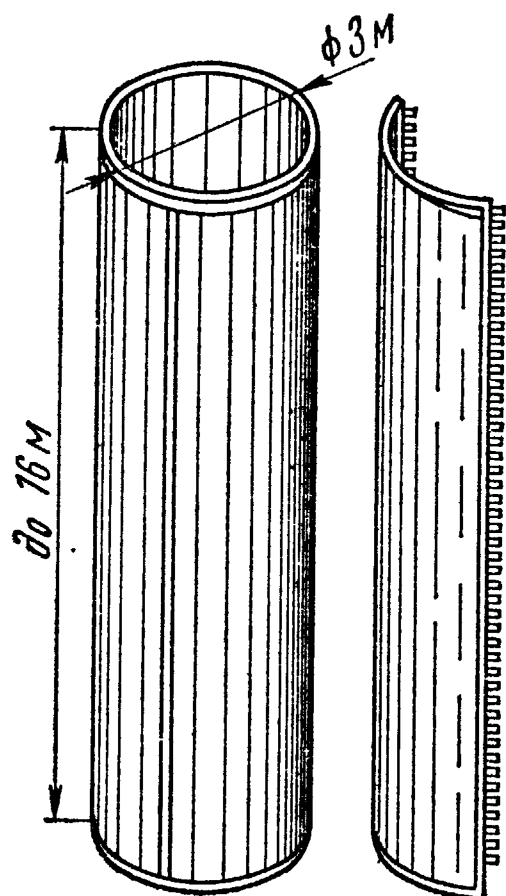


Рис. 146. Опускной колодец из вертикальных скорлуп (панелей)

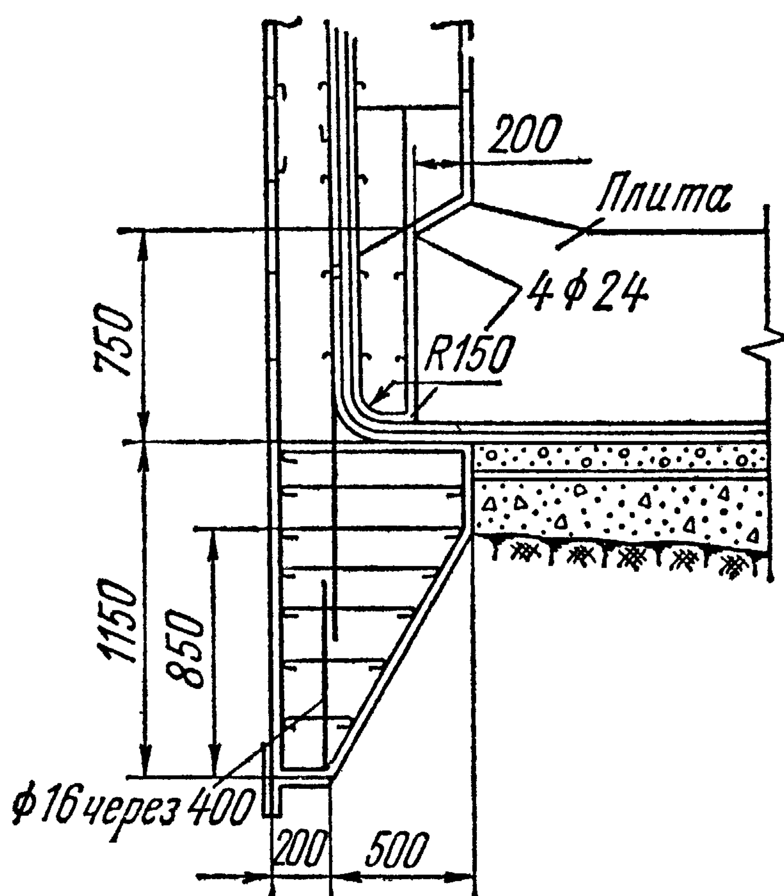


Рис. 147. Конструкция железобетонного ножа опускного колодца

На рис. 147 представлен железобетонный нож. Нож непосредственно связан со стенками опускного колодца с помощью тяжей или арматуры стенки и ножа.

Расчет опускного колодца состоит из двух основных частей:

а) из определения форм и наружных размеров колодца в плане и по высоте. Эта стадия расчета базируется на общей теории оснований и фундаментов и слагается из определения глубины заложения фундамента, напряжений в грунте основания и основных размеров глубокого фундамента;

б) из определения размеров отдельных элементов колодца (стен, ножа), размеров шахт для разработки и удаления грунта, веса колодца, размеров бетонной подушки и др.

Эта часть расчета тесно связана с проектированием способа погружения опускного колодца.

Определение нагрузок, действующих на фундамент-опору. Представим систему опускных колодцев в виде глубоких фундаментных

опор, несущих ленточный фундамент промышленного или гражданского здания. Опускной колодец будет воспринимать следующие нагрузки:

1) нагрузку N от надфундаментной части сооружения, которая определяется, как и для столбчатых фундаментов;

2) собственный вес фундамента-опоры Q, определяющийся по выражению

$$Q=q_1+q_2,$$

где q_1 — вес оболочки опоры;

q_2 — вес заполнения оболочки опоры;

3) активное давление грунта $E_а$;

4) гидростатическое боковое давление воды на стенки опоры E_W;

5) нормативное давление на грунт $R^н$ на уровне подошвы фундамента-опоры, которое можно найти по формуле

$$R^н = [A \cdot D + B(h + h_к)]\gamma_W + DC^н.$$

Для скального и полускального основания $R^н$ можно определить по формуле

$$R^н = kmR_с,$$

где k — коэффициент однородности основания (k=0,7);

m — коэффициент условий работы материала скалы в массиве (m=2);

$R_с$ — предел прочности образца скалы в водонасыщенном состоянии;

6) взвешивающее действие воды на дно опоры $N_в$

$$N_в = V_{оп}\gamma_в,$$

где $V_{оп}$ — объем опоры ниже уровня грунтовых вод.

Определение наружного диаметра (площади) подошвы опоры. Если опора располагается на скальных или полускальных грунтах, считают, что вся нагрузка воспринимается только грунтом под подошвой опоры. В случае, если опора располагается на мягких сжимаемых грунтах, нагрузка будет восприниматься частично грунтом под подошвой опоры и частично силами трения по боковой поверхности опоры.

При скальных и полускальных грунтах

$$\frac{N^н+Q}{F} \leqslant 10R^н, \tag{164а}$$

где $N^н$ — внешняя нормативная нагрузка на опору от надфундаментной части сооружения, T;

$Q = \frac{\pi D^2}{4} h\gamma_{ср}$ — собственный вес опоры с заполнением, T;

$R^н$ — нормативное давление на грунт, *кГ/см²*;

$F = \frac{\pi D^2}{4}$ — площадь опоры, *м²*.

Подставляя значение Q и F в выражение (164 а) и решая его относительно D, будем иметь

$$D \geqslant 2 \sqrt{\frac{N^{н}}{\pi(10R^{н}-h\gamma_{ср})}}.$$

При мягких (сжимаемых) грунтах

$$\frac{N^{н}+Q-u\sum E_i f_i}{F} \leqslant 10R^{н}, \qquad (164б)$$

где E_i — боковые нагрузки, T, на 1 *м* периметра опоры;

f_i — коэффициент трения материала о грунт;

$R^{н}$ — нормативное давление сжимаемого грунта опоры, *кГ/см*².

Решая уравнение (164 б) относительно внешнего диаметра опоры, получим

$$D = -\frac{2\sum_{1}^{n} E_i f_i}{10R^{н}-h\gamma_{ср}} + 2\sqrt{\frac{\sum_{1}^{n} E_i f_i}{10R^{н}-h\gamma_{ср}} + \frac{N^{н}}{10R^{н}-h\gamma_{ср}}}.$$

Удельная сила трения принимается изменяющейся по закону треугольника от нуля с поверхности земли до максимальной величины на глубине 5 *м* (рис. 148).

Определение толщины стенок опускного колодца. Толщина стенок опускного колодца определяется исходя из максимального давления грунта p_{max}, которое находится с помощью двух расчетных схем (рис. 149). Согласно схеме *I* давление грунта на стенку колодца равно разности между давлениями грунта и воды, т. е.

$$p_1 = p_{гр} - p_{в},$$

где $p_{гр}$ ниже уровня грунтовых вод принимается с учетом взвешивания в воде.

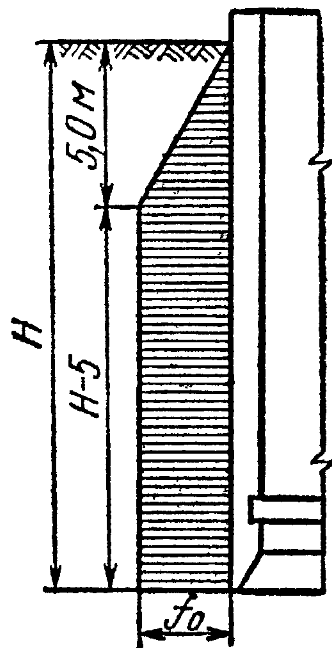


Рис. 148. Эпюра удельной силы трения

По схеме *II* давление p_2 рассматривается как сумма давлений $p_{гр}+p_{в}$, причем $p_{гр}$ определяется на высоте h_1 с учетом взвешивания грунта в воде.

В случае круглого опускного колодца толщину стенки его можно определить приближенно с помощью формулы французского инженера Ламэ

$$r = R\sqrt{\frac{R_{сж}-2p_{max}}{R_{сж}}},$$

где R — внешний радиус колодца;

r — внутренний радиус колодца;

$r_{сж}$ — расчетное сопротивление кладки сжатию,

Так как толщина стенки опускного колодца будет равна $\delta = R - r$, то, подставляя в это уравнение вместо r его значение из формулы Ламэ, будем иметь

$$\delta = R\left[1 - \sqrt{\frac{R_{сж} - 2p_{max}}{R_{сж}}}\right]. \quad (165)$$

Зная R из предыдущего, можно определить толщину стенки.

Практически стенки колодца не будут испытывать равномерного давления p_{max}, так как в большинстве случаев грунт не является

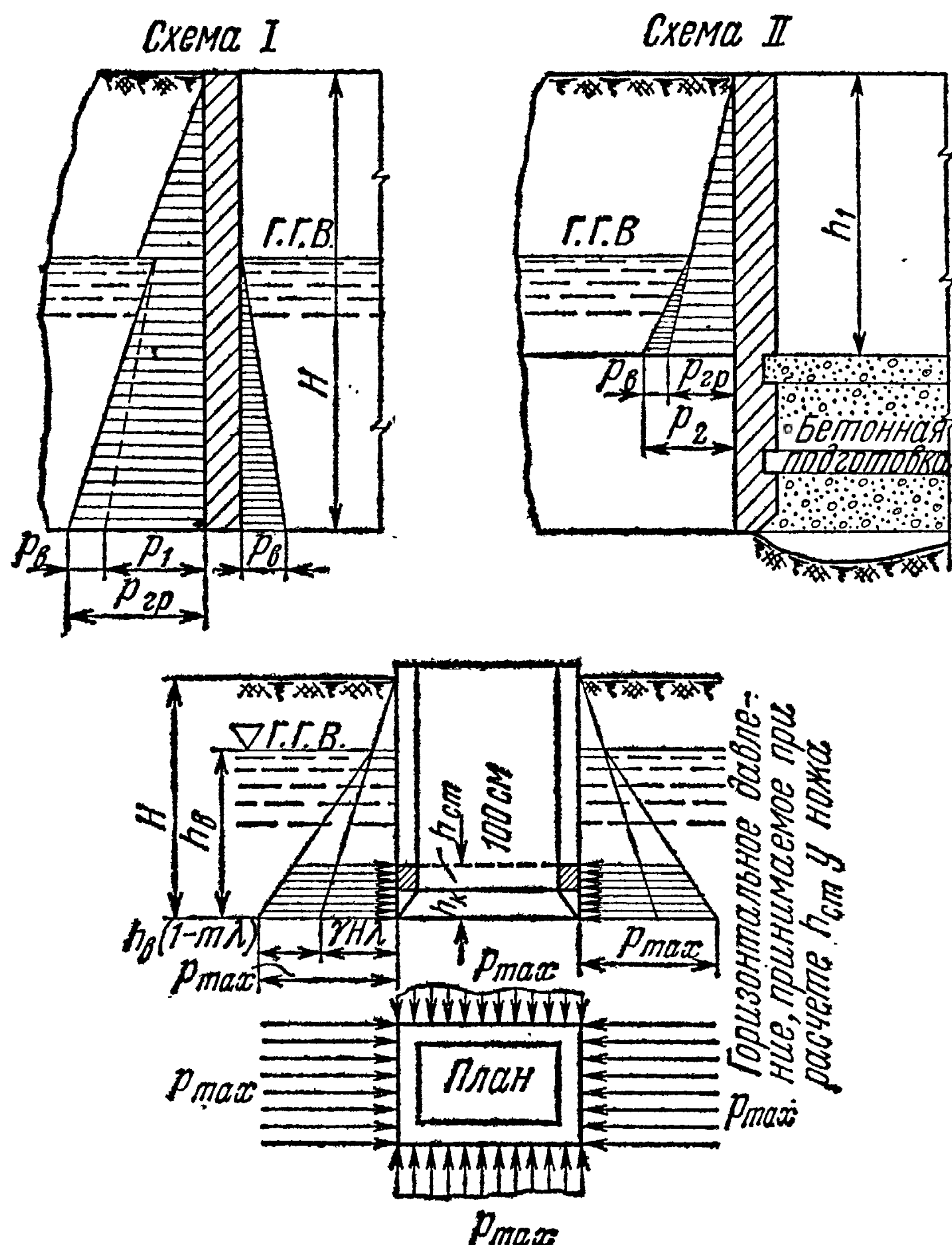


Рис. 149. Расчетные схемы для определения бокового давления земли на стенку опускного колодца

однородным и равномерность давления нарушается. Это учитывается коэффициентом неоднородности $k_н$. Если по одной из горизонтальных осей давление будет p_y, а по другой $-p_x$ (причем, $p_y > p_x$), то коэффициент неоднородности будет равен

$$k_н = \frac{p_y}{p_x}.$$

Обозначив $k'_н = k_н - 1$, будем иметь расчетные усилия для круглого колодца:

1) нормальные силы по оси стенок колодца

$$N_A = p_x R\,(1 + 0{,}785 k'_{н});$$

$$N_B = p_x R\,(1 + 0{,}5 k'_{н});$$

2) изгибающие моменты в точках A и B (рис. 150, *а*)

$$M_A = -0{,}149 p_x R^2 k'_{н};$$

$$M_B = -0{,}137 p_x R^2 k'_{н}.$$

В этих формулах p_x — давление грунта; степенью неоднородности грунта $k'_{н}$ необходимо задаваться.

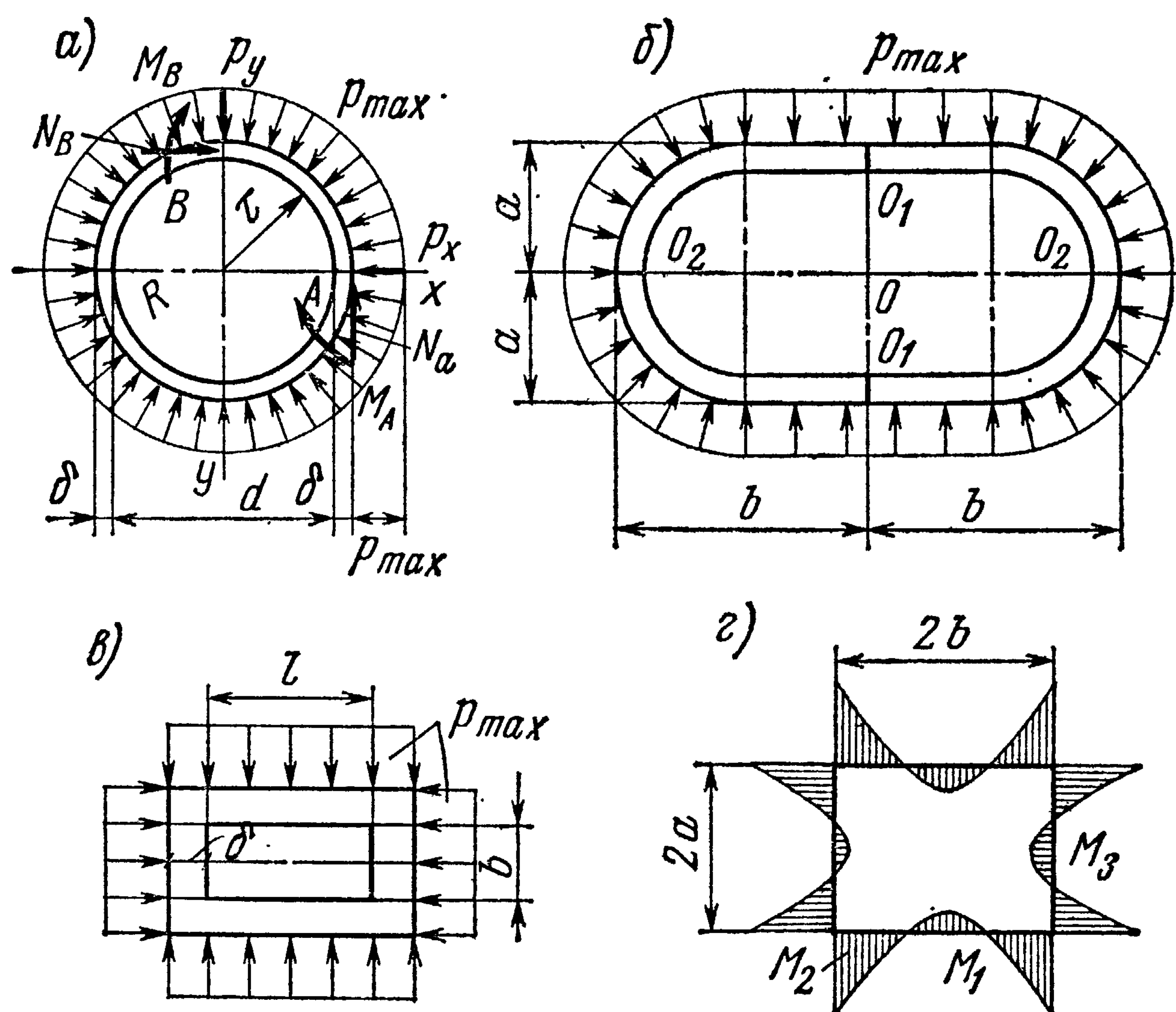


Рис. 150. Расчетные схемы для определения толщины стенки опускного колодца

При эллипсоидальных в плане колодцах толщину стенки определяют по изгибающим моментам и нормальным сжимающим силам. Значения изгибающих моментов в точках O_1 и O_2 (рис. 150, *б*) согласно формулам сопротивления материалов будут

$$M_1 = -\alpha p_{max} a^2 \quad \text{и} \quad M_2 = -\beta p_{max} a^2, \qquad (166)$$

где a — величина короткой полуоси эллипса;

α и β — коэффициенты (табл. 35).

Нормальные сжимающие силы в тех же сечениях будут

$$N_1 = p_{max} a \quad \text{и} \quad N_2 = p_{max} b. \qquad (167)$$

Таблица 35

$\frac{a}{b}$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
α	0	0,057	0,133	0,237	0,391	0,629	0,049	1,927
β	0	0,060	0,148	0,288	0,496	0,871	1,576	3,128

При прямоугольном в плане сечении неармированного колодца толщину его стенки определяют приблизительно, рассматривая стенку как балку на двух опорах пролетом l, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой p_{max}, взятой на 1 *м* во высоте стенки (рис. 150, *в*).

Определив максимальный момент $M_{max}=\frac{p_{max}l^2}{8}$ и момент сопротивления $W=\frac{M_{max}}{R_{изг}}$, будем иметь толщину стенки

$$\delta=\sqrt{\frac{6W}{100}}\ см.$$

Для прямоугольных железобетонных колодцев толщина стенки определяется по изгибающим моментам и нормальным силам, причем моменты берутся в пролетах сторон и на опоре (рис. 150, *г*) как статически неопределимой системы.

Для замкнутого профиля одноячейкового колодца изгибающие моменты определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} M_1&=+\frac{p_{max}b^2}{6}\cdot\frac{1{,}3K-2K^2}{1+K};\\ M_2&=-\frac{p_{max}b^2}{3}\cdot\frac{1+K^3}{1+K};\\ M_3&=-\frac{p_{max}b^2}{6}\cdot\frac{2-3K-K^3}{1+K},\end{aligned}\right\}\qquad(168)$$

где $K=\frac{a}{b}$.

Для прямоугольного железобетонного колодца с одной перегородкой изгибающие моменты определятся из формул:

$$\left.\begin{aligned} M_1&=-\frac{p_{max}b^2}{12}\cdot\frac{1-6K^2-8K^3}{1+4K};\\ M_2&=-\frac{p_{max}b^2}{12}\cdot\frac{1+16K^3}{1+4K};\\ M_3&=-\frac{p_{max}b^2}{12}\cdot\frac{1+6K^2-8K^3}{1+4K}.\end{aligned}\right\}\qquad(169)$$

Нормальные силы вычисляются по формулам:

$$N_1 = +\frac{p_{\max} b}{2} \cdot \frac{1+3K+4K^3}{1+4K};$$

$$N_3 = p_{\max} b \frac{1+5K-4K^3}{1+K}. \qquad (170)$$

Проверка достаточности собственного веса опускного колодца. Зная толщину стенок и размеры опускного колодца в плане, проверяется достаточность собственного веса колодца для опускания без дополнительной нагрузки из соотношения

$$Q > u(H-2{,}5)f_0, \qquad (171)$$

где Q — собственный вес опускного колодца с учетом взвешивания его в воде.

Если левая часть неравенства (171) получается меньше, необходимо увеличить толщину стенки колодца или дать ему пригрузку в процессе опускания.

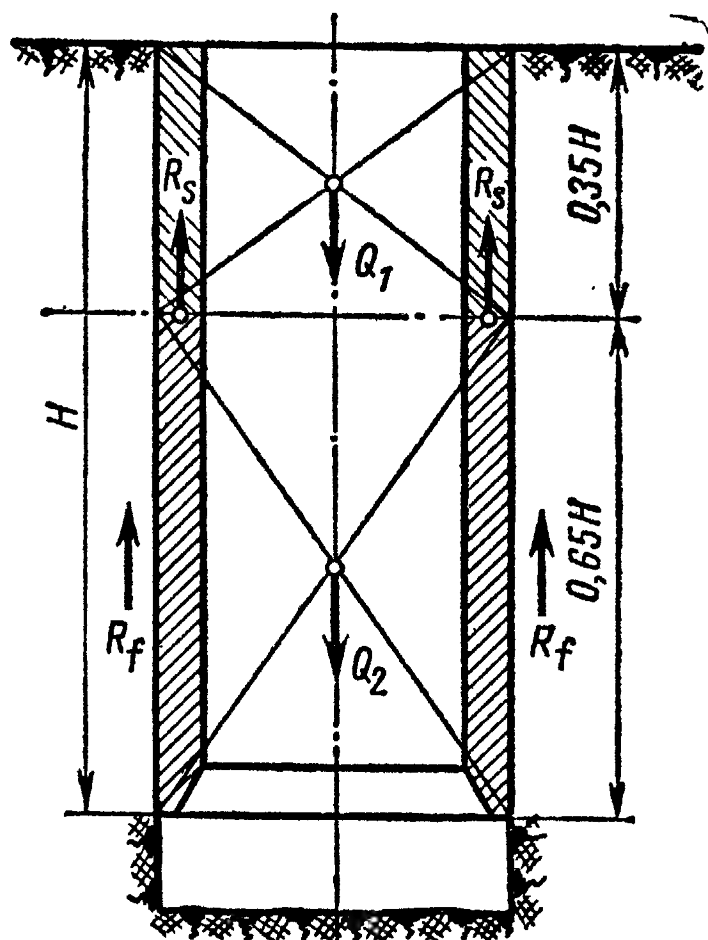


Рис. 151. Схема для проверки колодца на отрыв его нижней части от верхней

Проверка стенок опускного колодца на отрыв. Колодец проверяют на возможность отрыва нижней его части от верхней при заклинивании последней в прослойках плотных грунтов. Для этого условились брать вес верхней части колодца, защемленной в грунте Q_1, на высоте $h_1=0{,}35\,H$, а на высоте $h_2=0{,}65H$ — вес свободно висящей части опускного колодца Q_2 (рис. 151).

Возможность отрыва проверяют из соотношения

$$Q_2 \leqslant R'_s + R'_f, \qquad (172)$$

где R'_f — реактивная сила, полученная за счет трения наружной поверхности стенок колодца о грунт;

R'_s — реактивная сила, полученная за счет сопротивления площади поперечного сечения свежеуложенной кладки опускного колодца.

Если Q_2 будет больше $R'_s + R'_f$, то подсчитывают количество тяжей, которые могли бы воспринимать разность активных и реактивных сил по формуле

$$F_a = \frac{Q_2 K_{зап}}{R_a},$$

где $F_а$ — площадь поперечного сечения вертикальной арматуры;
$K_{зап}$ — коэффициент запаса для вертикальной арматуры, равный 1,5—1,6;
$R_а$ — предел текучести арматуры.

Кроме армирования продольными вертикальными арматурными стержнями, следует обратить серьезное внимание на армирование колодцев в горизонтальном направлении. Опыт показал, что при опускании большого числа колодцев довольно часто наблюдаются вертикальные трещины, которые распространяются на значительную высоту стен.

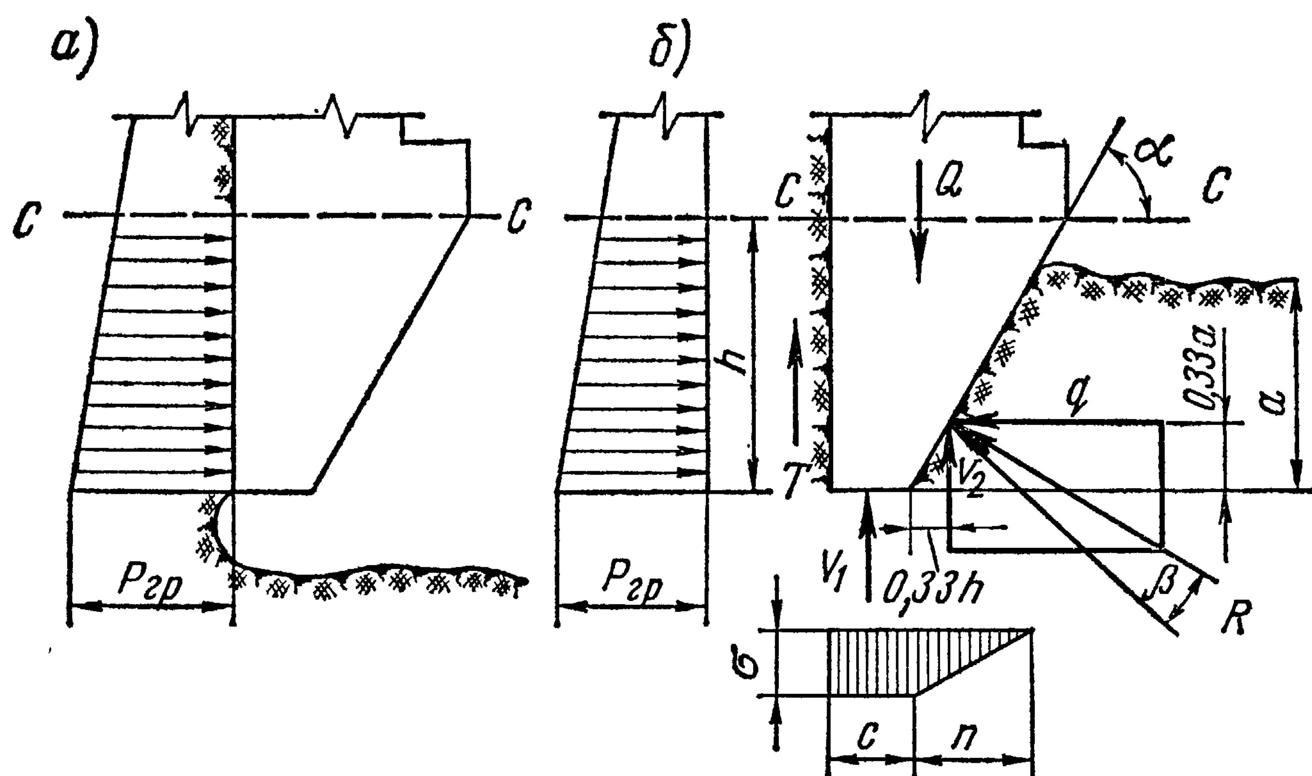


Рис. 152. Действие сил на нож опускного колодца:
а — грунт под ножом выбран; *б* — нож колодца врезался в грунт

Проверка опускных колодцев на всплывание. Колодец следует проверить также на всплывание, после того как у него будет сделано дно. В этом случае на опускной колодец действуют сила собственного веса колодца Q; силы трения, удерживающие колодец на всплывание R_f, и выталкивающая сила воды R_s. При $(Q+R_f)\geqslant R_s$ всплывания колодца произойти не может.

Нож колодца рассчитывается, если:

1) колодец находится на проектной отметке, грунт под ножом колодца выбран, с наружной стороны на нож действует давление грунта и воды или только грунта $p_{гр}$ (рис. 152, *а*);

2) колодец опущен на половину полной глубины опускания в грунт, наращен очередной секцией выше горизонта воды; нож колодца врезается в грунт на глубину a (по практическим данным $a=1{,}0$ *м*). В этом случае учитываются:

а) действие распора грунта q (рис. 152, *б*), определяемое по величине реакции грунта, приходящейся на наклонную часть консоли. Величина распора грунта будет равна (в соответствии с рис. 152, *б*)

$$q=v_2\,\mathrm{tg}\,(\alpha-\beta);$$

б) реакция грунта $R=v_1+v_2$ (v_1 и v_2— составляющие опорной реакции). Величина v_2 определяется из соотношения

$$\frac{v_2}{v_1}=\frac{v_2}{R-v_2}=\frac{n}{2c}\,.$$

После некоторых преобразований данного уравнения будем иметь

$$v_2=\frac{nR}{2c+n}\,;$$

в) вес 1 *м* колодца по высоте Q с учетом взвешивающего действия воды;

г) сила трения стенок колодца о грунт T.

В уравнениях для v_1 и v_2 c и n — размеры эпюры реактивных давлений берутся в горизонтальном направлении; β — угол трения кладки по грунту.

По двум приведенным выше случаям производят расчет ножевой части опускного колодца, рассматривая нож как консоль длиной h, заделанную по сечению C — C. Для двух расчетных случаев определяют моменты и нормальные силы, действующие по сечению C — C.

Для восприятия изгибающих моментов сечение C — C армируется. Араматура пропускается выше сечения C — C на величину 0,5 l (l — длина внешней стенки колодца).

В настоящее время глубокие фундаментные опоры сооружаются из тонкостенных сборных оболочек или при помощи шахт, которые выполняются по одному из следующих способов [68]:

1. Бурят шахты-дудки (буровая машина типа ТМ-1300, буровое оборудование для бурения нефтяных скважин) и бетонируются опоры под глинистым раствором по методу вертикальной перемещающейся трубы. Этим способом можно сооружать опоры диаметром от 0,6 до 2,0 *м* и глубиной до 60 *м*. К шахте бура подвинчивается долото типа РХ или шарошечное долото, и бурение производится с применением прямой промывки скважины глинистым раствором, с помощью которого происходит удаление разрыхленной бурением породы. Скорость бурения достигает до 1,2—1,8 *м/ч* в суглинках и до 2 *м/ч* в песках.

Буровой станок ТМ-1300 предназначен для бурения шурфов и шахт диаметром до 1,3 *м* глубиной до 100 *м* в породах различной структуры и прочности (от аллювиальных насыщенных водой отложений до скальных пород включительно). Техническая скорость бурения составляет 1 *м/ч*.

2. По второму способу бурения изготовляются шахты для уширенного основания пяты опоры в мягких грунтах. Такую шахту пробуривают с помощью буровой установки ЦНИИС (рис. 153).

Бурение шахты производится, как и в первом случае, с глинистым раствором. При предельном раскрытии ножей их направление с горизонтальной плоскостью составляет угол 40—45°, диаметр

ствола шахты — до 1 *м*, диаметр уширения — до 3 *м*, глубина опоры — до 10 *м*.

3. При третьем способе устройства шахт для бурения применяются буровые машины КШК-25 и КШК-30 (рис. 154), с помощью которых можно бурить скважины глубиной до 30 *м* и диаметром до 1,25 *м* в грунтах, не сильно насыщенных грунтовой водой, т. е. в грунтах, находящихся в сравнительно благоприятных геологических условиях. Скорость бурения составляет 8—10 *м* в смену.

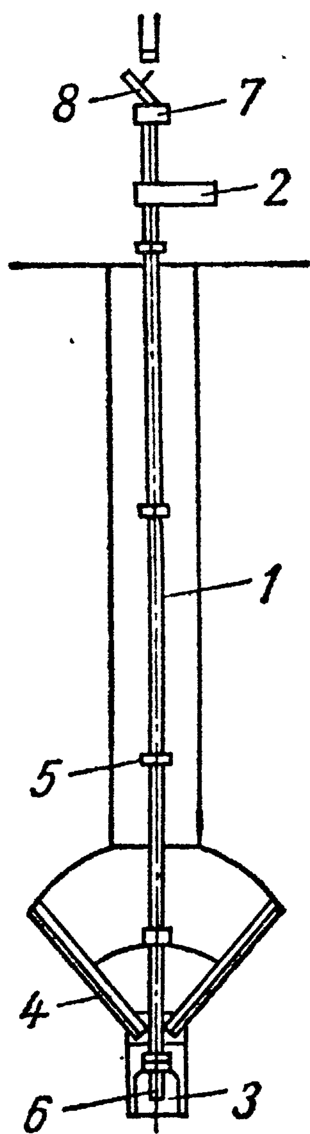


Рис. 153. Схема буровой установки ЦНИИС:
1 — полая штанга; 2 — зубчатая передача; 3 — долото; 4 — складывающиеся ножи; 5 — гидравлический механизм управления; 6 — отверстие для всасывания пульпы; 7 — вертлюги; 8 — пульпопровод

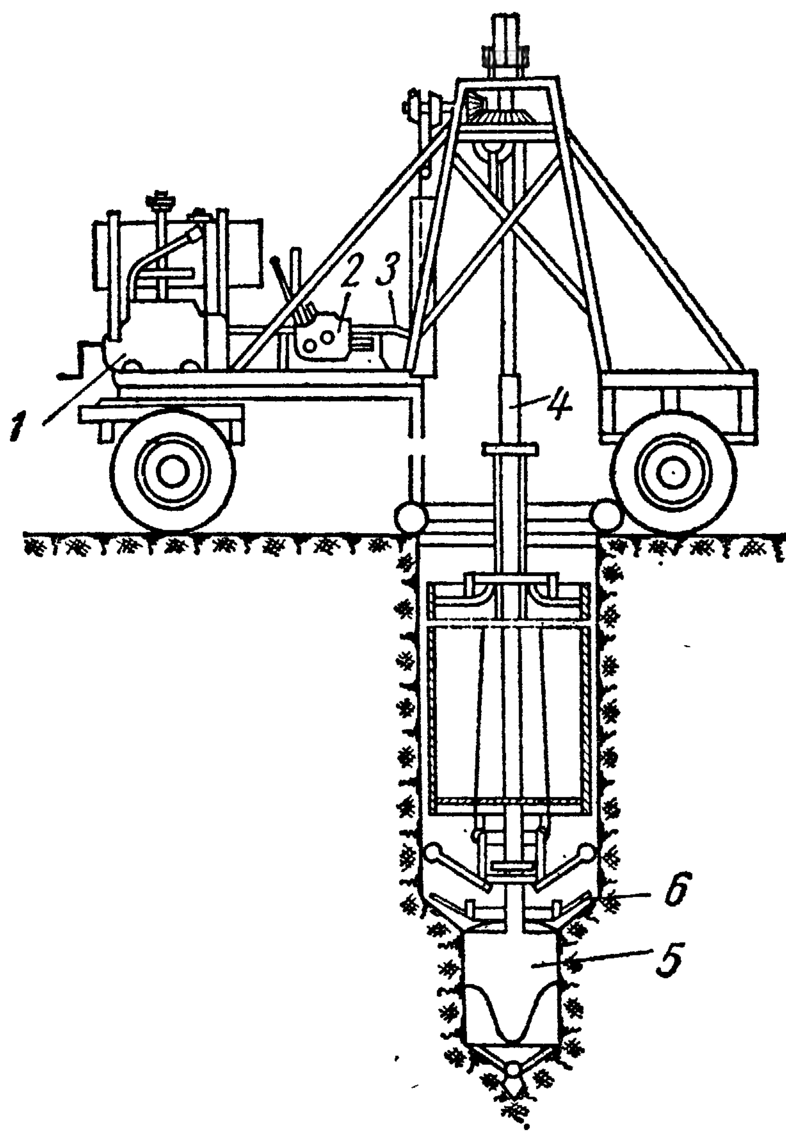


Рис. 154. Схема установки КШК-30:
1 — двигатель; 2 — коробка скоростей; 3 — редуктор; 4 — штанга; 5 — ковшовый бур; 6 — выдвижной нож

4. Опускание в грунт тонкостенных сборных оболочек производится вдавливанием, завинчиванием и вибрированием.

Металлические или железобетонные оболочки изготовляются диаметром от 0,4 до 5 *м* с толщиной стенки от 6 до 14 *см*. Оболочка при опускании наращивается с помощью отдельных секций-блоков (длиной от 6 до 10 *м* каждая), стыкуемых при помощи фланцево-болтовых соединений или сваркой арматуры с замоноличиванием стыка.

По специфическим особенностям условий работы в грунте, видам сооружений и применяемому оборудованию фундаменты из оболочек бывают: а) из сборных железобетонных центрифугированных

свай-оболочек диаметром 0,8—1,0 *м*; б) столбчатые из оболочек диаметром 1,65—3,0 *м* с забуриванием в скальное основание; в) из сборных железобетонных колодцев-оболочек большого диаметра (до 5 *м*), закладываемых в нескальных грунтах.

Металлические оболочки-сваи изготовляются с диаметром ствола от 50 до 85 *см* и с диаметром лопастей винта до 2,5 *м*. Вследствие того что оболочки имеют незначительный вес, их приходится погружать в грунт принудительным действием: железобетонные оболочки — вдавливанием или вибрированием, металлические — завинчиванием. Вдавливание оболочек применяется в толще слабых илистых грунтов, подстилаемых плотными малосжимаемыми грунтами. Производится оно с помощью грузов, подвешенных к плавучему крану, или домкратов, установленных на понтонах. Вдавливание может быть эффективным, если слабые грунты покоятся на скальном грунте.

Наиболее распространенным способом проходки грунтов для сооружения фундаментов глубокого заложения является вибропогружение железобетонных тонкостенных оболочек, из которых в процессе опускания грунт выбирается с помощью эрлифтов, грейферов или гидрожелонок. Глубина погружения оболочек до 40 *м*.

Если оболочки погружаются в водонасыщенные песчаные грунты, то извлечение грунта из них до проектной отметки основания делать полностью нельзя. Необходимо внизу оставлять грунтовую пробку высотой не менее 2 *м*. Образовавшуюся полость внутри оболочки заполняют бетоном для создания мощной фундаментной опоры.

§ 2. Устройство кессонов

Когда невозможно погружать оболочки в виде опускных колодцев (вследствие опасности наплыва грунта, воды, а также крупных включений), опоры устраивают при помощи кессонов.

Кессон и его оборудование состоит из следующих элементов: рабочей камеры, надкессонной кладки, шахт, шлюзовых камер, компрессорной установки, грузоподъемных механизмов для монтажа и демонтажа установки, а также для разработки и транспортирования грунта.

В конструировании кессонов и в производстве их опускания в нашей стране имеются свои оригинальные методы и приемы. Так, за последнее время появилось усовершенствование в производстве опускания кессона — слепое кессонирование, т. е. производство работ без присутствия людей в рабочей камере *.

---

* Наша страна является родиной железобетонных и деревобетонных кессонов. Приоритет применения железобетонного кессона принадлежит инженеру А. Н. Леонтовскому (1910 г.) и деревобетонного кессона — инженеру Ф. Д. Антропову (1928 г.).

На рис. 155 представлена схема основных конструктивных элементов кессона.

Кессоны бывают несъемными и съемными.

Рабочая камера кессона как массивного, так и пустотелого, чаще всего выполняется из железобетона. Высота рабочей камеры от банкетки ножа до потолка должна быть 1,8—2,2 *м*.

Шахта кессона состоит из отдельных звеньев длиной до 2 *м*, образуемых трубами с фланцами, изготовленными из котельной стали толщиной 8—10 *мм*. Звенья шахты соединяются в сплошную воздухонепроницаемую трубу при помощи болтов и резиновых прокладок. Шахта предназначена для транспортирования рабочих и грунта. По соображениям техники безопасности предпочтение отдается шахтам с изолированным ходом. На один кессон может быть одна, две и более шахт.

Рис. 155. Схема основных конструктивных элементов кессона

1 — банкетка; *2* — рабочая камера; *3* — надкессонная кладка; *4* — шахта; *5* — шлюз

Шлюзовые аппараты при кессонных работах применяются самых разнообразных типов, но все они должны удовлетворять требованиям, предусмотренным в «Правилах техники безопасности при кесонных работах».

Шлюзовые аппараты, шахтные трубы, воздухосборники и воздухопроводы до начала работы должны быть испытаны гидравлическим давлением, превышающем в два раза максимальное рабочее воздушное давление.

Расчет кессона состоит из двух частей:

1) расчет массивного фундамента с кессоном, заполненным кладкой и составляющим одно целое с надкессонной частью фундамента. Этот расчет производится аналогично расчету опускных колодцев;

2) расчет камеры кессона, представляющий собой пространственное сооружение.

Так как расчет камеры кессона весьма затруднителен, допускают упрощения, которые заключаются в следующем:

1) рабочую камеру рассчитывают как плоскую конструкцию шириной, равной 1 *м* по длине стены рабочей камеры (в виде рамы или фермы);

2) при рамной конструкции расчленяют ее на отдельные элементы (стойки, ригель), считая их как шарнирно сочлененные конструкции без жесткой заделки на опорах.

Предварительно задаются конструктивными размерами кессонного фундамента. Глубина его *H* устанавливается по геологическому

профилю (рис. 156) с таким расчетом, чтобы кессон опустился на плотный скальный грунт.

Размеры кессона в плане принимают в зависимости от размеров опоры в плане. Например, ширина b и длина a кессона должны быть:

$$b = b_0 + 2m + 0{,}5\ м;$$
$$a = a_0 + 2m + 0{,}5\ м,$$

где m — ширина обреза надкессонной кладки;
a_0 и b_0— размеры сооружения в плане.

Толщину потолка камеры и размер стенки камеры в заделке принимают равной 0,25 b. Нижняя часть консоли представляет собой нож с банкеткой, скошенной плоскостью под углом к горизонту 45°.

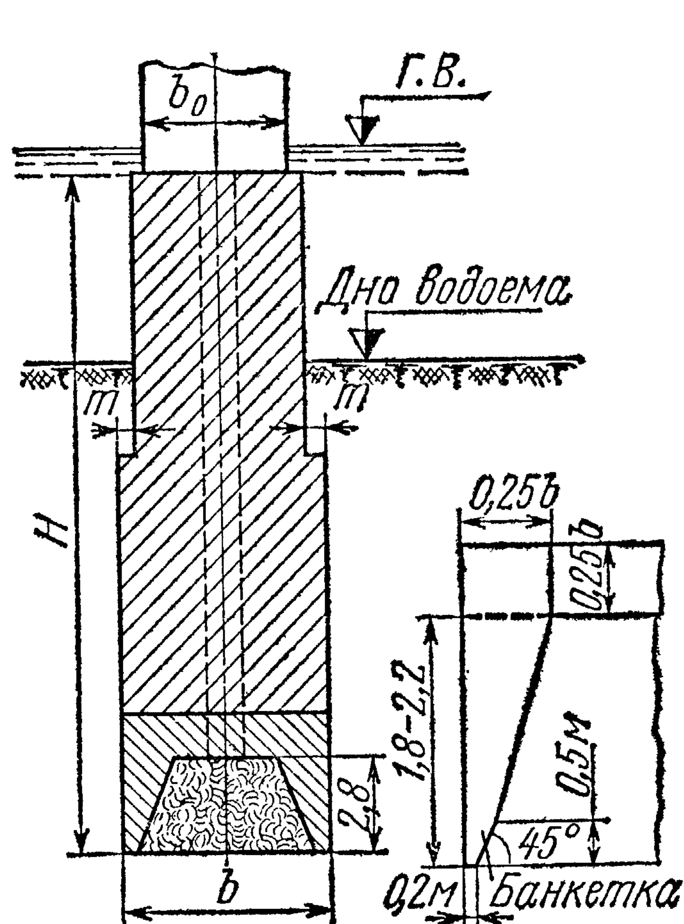


Рис. 156. Конструктивные размеры кессона

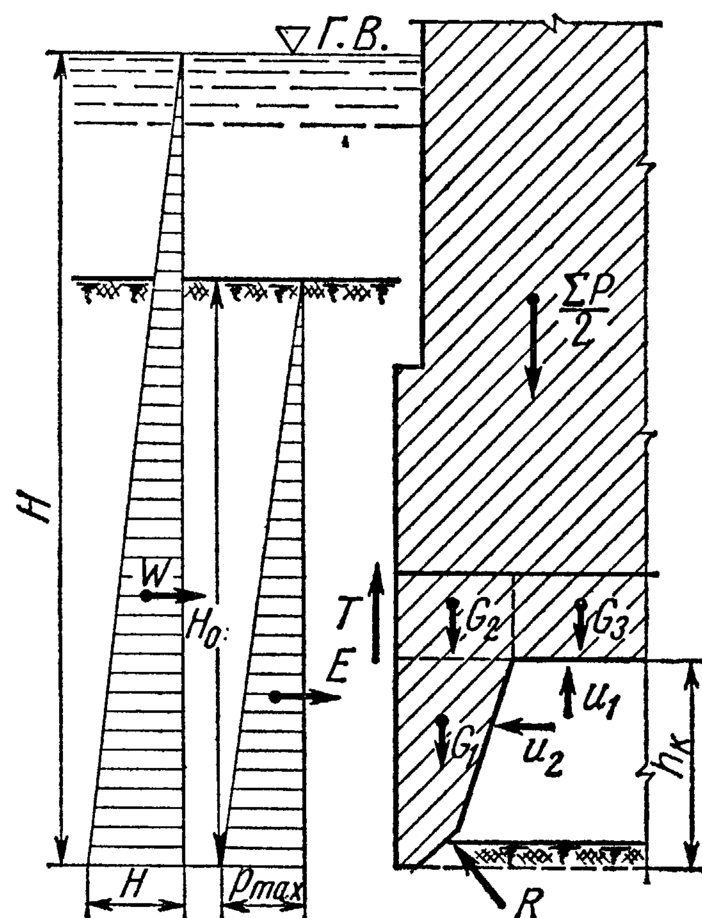


Рис. 157. Силы, действующие на кессон

Затем приступают к определению сил, действующих на кессон в процессе его опускания (рис. 157).

1. Собственный вес камеры кессона, складывающийся из веса отдельных элементов на 1 $м$ ширины или расстояния между ребрами: φ_1, φ_2, φ_3.

2. Вес надкессонной кладки $\frac{\sum P}{2}$ с учетом веса грунта и воды на уступах кладки.

3. Сила трения грунта по наружной поверхности опускаемого массива, приходящаяся на вертикальную полосу шириной 1 $м$ и высотой H_0:

$$T = fE_с,$$

где $E_с$ — давление грунтовой массы, т. е. суммарное давление грунта E и воды H на глубине H_0.

4. Давление сжатого воздуха, направленное снизу вверх на потолок u_1 и на консоль u_2 кессона, представляющее собой произведение добавочного давления сжатого воздуха p' на соответствующую площадь давления.

5. Реакция грунта под ножом кессона (рис. 158). Если обозначить через G нагрузку от собственного веса кессона, надкессонной кладки и веса воды и грунта на уступах, приходящуюся на 1 *м* длины стенки кессона, то вертикальная составляющая реакции грунта под консолью будет

$$R = G - S_1 - T.$$

Величина G зависит от отношения $\frac{a}{b}$: при $\frac{a}{b} > 2$ вес G принимают равным половине веса, приходящегося на секцию длиной 1 *м*;

Рис. 158. Действие сил на нижнюю часть кессонной камеры

при $\frac{a}{b} < 2$ вес G принимают равным частному от деления полного веса кессона на его периметр.

В соответствии с эпюрой давления грунта под ножом кессона отдельные силы реакции грунта v_1 и v_2 могут быть определены из формул

$$v_1 = R - v_2; \qquad v_2 = \frac{Rm_1}{m_1 + 2c_1},$$

где R — фактическое единичное давление на грунт.

Расстояние точки приложения R от наружной кромки ножа будет равно

$$y = \frac{\frac{v_1 c_1}{2} + v_2\left(c_1 + \frac{m_1}{3}\right)}{R}.$$

Величина распора u_1 определяется по формуле

$$u_1 = v_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta).$$

Точка приложения u_1 равна $^1/_3 l$ от банкетки (где l — глубина погружения ножа в грунт, принимаемая обычно 0,5 *м* и являющаяся достаточной для предотвращения выпирания грунта из-под ножа кессона; β — угол трения кладки по грунту).

6. Горизонтальное давление воды и грунта на консоль кессона:

$$\text{давление воды} \quad W_{\text{к}} = h\frac{H_1 + H_2}{2};$$

$$\text{давление грунта} \quad E_{\text{к}} = h_{\text{к}}\frac{p_{\max} + p_1}{2},$$

где H, H_1, $p_{\max}$ и p_1 — величины давлений воды и грунта, $T/м^2$.

Зная величины сил, действующих на кессон, и точку их приложения, можно приступить к поверочному расчету принятых сечений элементов.

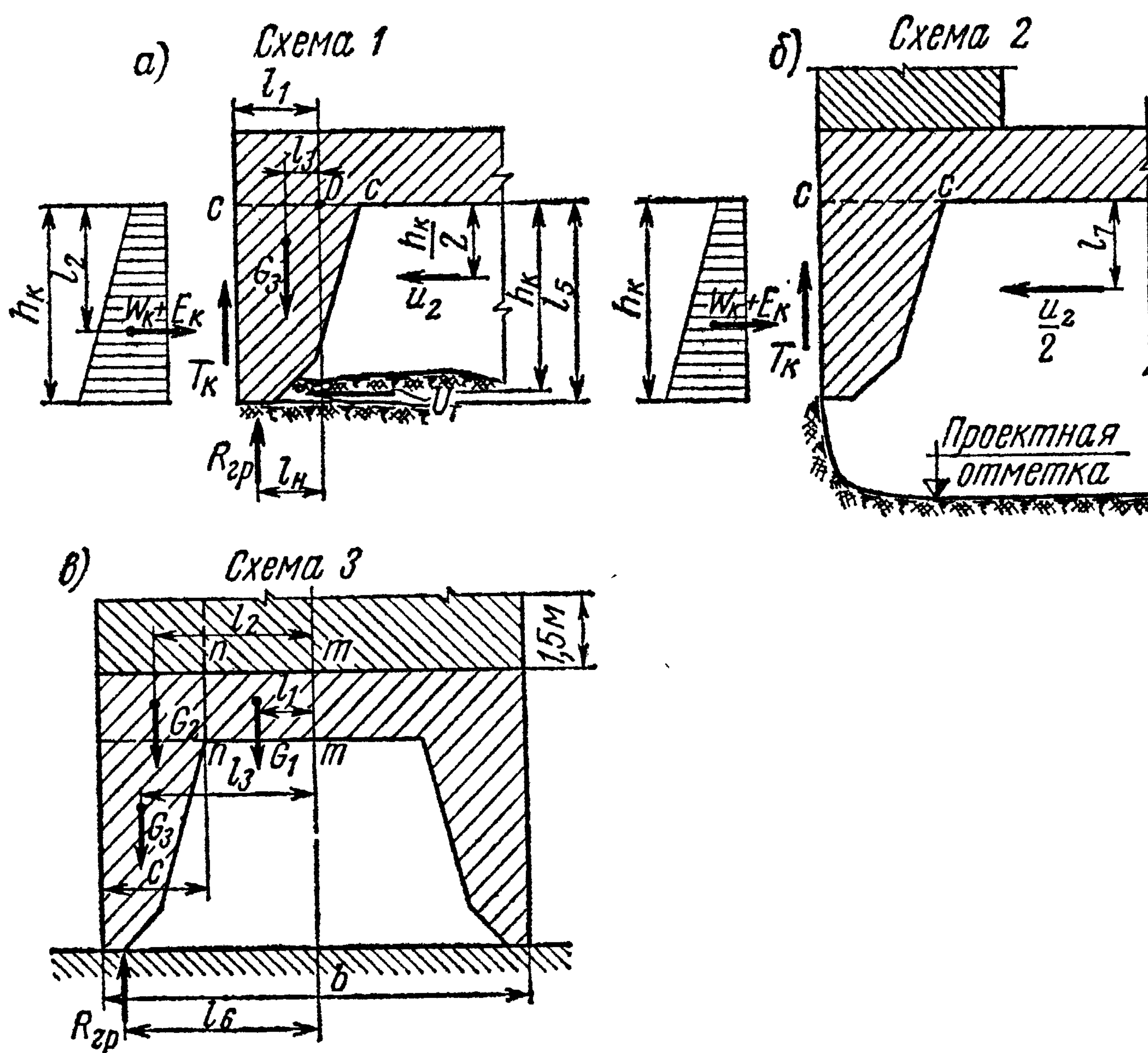


Рис. 159. Расчетные схемы для определения толщины стенок и потолка рабочей камеры кессона

Поверочный расчет производят по нескольким условным схемам, отражающим наиболее невыгодный случай для кессона в процессе его опускания.

Схема 1. Кессон опущен до проектной отметки (рис. 159, *а*). В камере действует полное воздушное давление, соответствующее гидростатическому давлению воды. Нож кессона врезается в грунт на глубину 0,5 *м*. Возможен выгиб консоли наружу. Поэтому опре-

деляется сумма моментов по сечению $c - c$ от всех действующих сил, нормальная и поперечная силы:

$$M_{c-c} = -Gl_3 - (E_к + W_к) l_2 + T_к l_1 + R_{гр} l_4 + u_1 l_5 + u_2 \frac{h_к}{2};$$

$$N_{c-c} = -G_3 + T_к + u_2 + R_{гр};$$

$$Q_{c-c} = -(E_к + W_к) + u_1 + u_2.$$

Схема 2. Кессон опущен до проектной отметки. Грунт под банкеткой выбран на глубину 0,5 *м* и давление воздуха в камере понижено на 50%, что соответствует случаю форсированной посадки кессона. Возможны деформации в форме выгиба консоли внутрь камеры (рис. 159, *б*). Консоль рассчитывается на изгиб внутрь. В этом случае

$$M_{c-c} = -G_3 l_3 + (W_к + E_к l_2 + T'_к l_1 + 0{,}5 u_2 l_7),$$

где $T' = \frac{T}{H_0}$; $T = G - 0{,}5G_3$; $N_{c-c} = -G_3 + T'_к + 0{,}5u_2$;

$$Q_{c-c} = -(W_к + E_к) + 0{,}5u_2.$$

Схема 3. Кессон до начала опускания находится на поверхности грунта. Перед началом опускания на потолке кессона возводится слой кладки высотой 1,5 *м* (рис. 159, *в*). Возможны деформации в форме прогиба потолка камеры. В этом случае опасным будет сечение $m - m$:

$$M_{m-m} = R_{гр} l_6 - c_1 l_1 - G_2 l_2 - G_3 l_3;$$

$$N_{m-m} = 0; \quad Q_{m-m} = 0.$$

Зная максимальные моменты и поперечные силы, можно определить размеры отдельных элементов кессонной камеры и подобрать нужное количество арматуры.

Схема 4. Перед началом опускания кессона в грунт рабочая камера находится на подкладках, как на балочных опорах.

В этом случае потолок рабочей камеры рассчитывается как двухконсольная балка на свободных опорах с определением моментов на фиксированных подкладками опорах и максимального момента в пролете, по которым и определяется наиболее рациональное расстояние между подкладками и проверяется достаточность толщины выбранной конструкции рабочего потолка камеры.

Глава 6

ФУНДАМЕНТЫ ПОД МАШИНЫ С ДИНАМИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ

§ 1. Основные положения

Динамические нагрузки возникают при действии неуравновешенных масс различных машин на фундамент и основание или при ударе. В соответствии с характером воздействия все машины делятся на три основных группы:

1) машины с вращающимися уравновешенными массами, так называемые уравновешенные машины (турбогенераторы, электромоторы, центробежные насосы, динамомашины, турбовоздуходувки, мотор-генераторы, металлорежущие станки и др.);

2) машины с кривошипно-шатунными механизмами и поршневые, так называемые неуравновешенные низкочастотные машины с числом оборотов меньше 500 в минуту (поршневые компрессоры, дизели, паровые машины, мотор-компрессоры, лесопильные рамы, дробильные машины и т. д.);

3) машины ударного действия (паровые и механические кузнечные молоты, копры и др.).

Практически же и у машин первой группы нет полного совпадения центра тяжести вращающихся частей с геометрической осью вращения, вследствие чего возникают неуравновешенные центробежные силы инерции, которые передаются на фундамент.

Колебания фундаментов машин под влиянием динамических нагрузок оказывают неблагоприятное действие на машину, расстраивая работу отдельных ее частей и нарушая технологический процесс, на грунт основания и фундамент, что приводит к неравномерным осадкам фундамента, на смежные сооружения, вызывая их деформации, на работу других станков и аппаратуры, а также на людей, работающих в зданиях, подверженных вибрации.

Все это заставляет внимательно изучать процесс возникновения вибрации и принимать меры для устранения ее вредного влияния.

В 1929 г. в СССР в Ленинградском институте сооружений впервые были начаты работы по изучению воздействия динамических нагрузок на фундаменты. На теоретических выводах этих работ в СССР построены почти все существующие методы расчета фундаментов под машины.

На основе теоретических и экспериментальных исследований были изданы «Технические условия проектирования фундаментов под машины с динамическими нагрузками» (СН 18—58).

Работа грунта основания при вибрировании существенно отличается от работы грунта при статических нагрузках.

Под влиянием вибрирующей нагрузки уменьшается коэффициент внутреннего трения грунта и изменяется его плотность, увели-

чиваются осадки фундамента по сравнению с осадками от статической нагрузки, уменьшается нормативное давление на грунт $R^{н}$.

Опытами установлено, что под влиянием вибрирующей нагрузки коэффициент внутреннего трения сухих песчаных грунтов уменьшается на 20—30%, а глинистых и влажных песчаных — до 15%. Это объясняется уменьшением сил, удерживающих частицы грунта в устойчивом равновесии до вибрирования.

Так как влияние вибрирующей нагрузки ухудшает работу грунта, нормативное давление на грунт при динамических нагрузках $R^{н}_{дин}$ равно

$$R^{н}_{дин} = \alpha R^{н}_{ст}. \quad (173)$$

Коэффициент α для фундаментов принимается под молоты $\alpha = 0,4 \div 0,6$; под машины с неуравновешенными вращающимися массами $\alpha = 0,8$; под машины с уравновешенными вращающимися массами $\alpha = 1,0$.

При действии динамической силы на фундамент и основание возникают колебания вертикальные, горизонтальные,

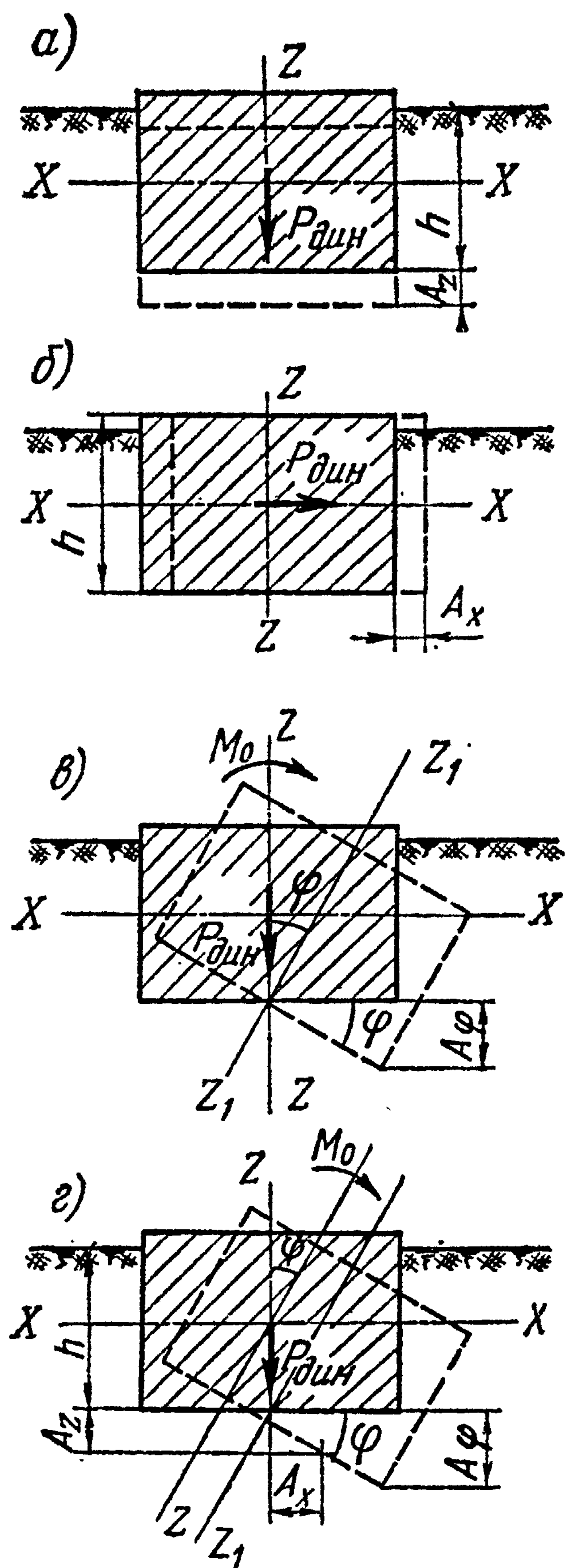


Рис. 160. Деформации, происходящие в грунте под действием динамических нагрузок

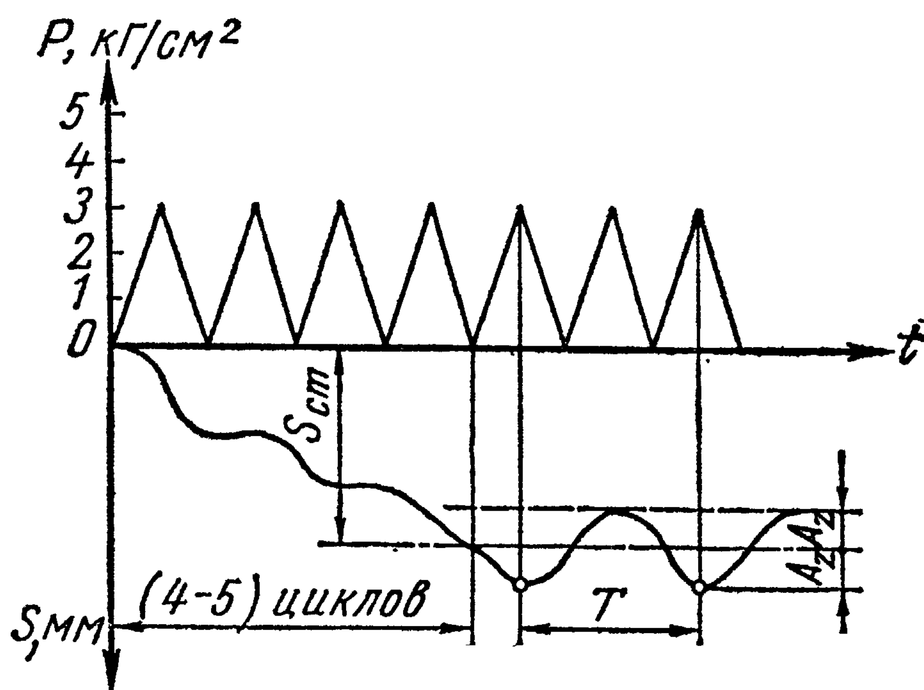


Рис. 161. График, показывающий действие динамической силы на грунт

вращательные, вращение и сдвиг одновременно (рис. 160). Во всех этих случаях необходимо выяснить величину деформаций и сравнить ее с допускаемой.

Если представить графически действие динамической силы на грунт и проследить это действие на осадку фундамента, то получим следующее. В первое время нагрузки и разгрузки (5—6 циклов) грунт будет давать остаточные и упругие осадки (рис. 161). Затем

эти осадки стабилизируются, становятся только упругими и характеризуют осадку фундамента при динамических нагрузках или максимальное отклонение его от среднего положения.

Это отклонение называется *амплитудой колебаний*. Отрезок времени между двумя одинаковыми состояниями движения называется *периодом колебаний*.

Период колебаний определяется формулой

$$T = \frac{2\pi}{\lambda_z}, \tag{174}$$

где λ_z — угловая скорость вращения за единицу времени или частота колебаний в 2π *сек* (*рад*).

Величина, обратная периоду колебаний, называется *частотой колебаний* в секунду:

$$n_{\text{сек}} = \frac{1}{T} = \frac{\lambda_z}{2\pi}. \tag{175}$$

Колебания, возникающие под действием только упругих сил системы «Основание+фундамент», называются собственными колебаниями. Колебания этой системы называются вынужденными в том случае, если они вызываются внешней силой, периодически действующей на фундамент.

Для расчета фундамента при динамических нагрузках необходимо знать число собственных и вынужденных колебаний, частоты собственных и вынужденных колебаний, колебания при сдвиге, вращении, число минимальных и максимальных собственных колебаний и амплитуды колебаний — вынужденных вертикальных, вынужденных горизонтальных, при вращении фундамента.

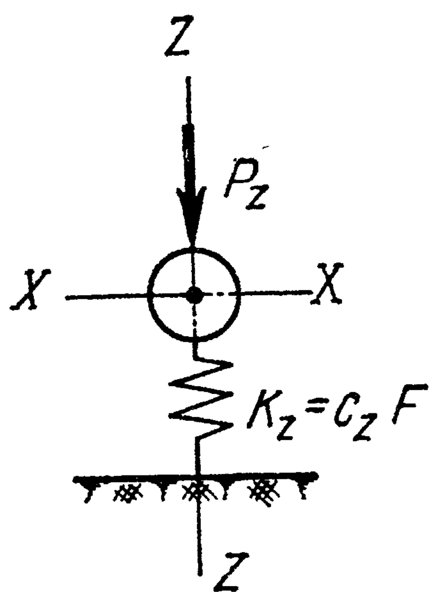


Рис. 162. Схема для определения характеристик грунта

Для определения этих величин представим себе фундамент как твердое тело, опирающееся подошвой на упругое основание (рис. 162). Положим, что одна из главных осей инерции тела вертикальна и проходит через центр тяжести площади подошвы, совпадающей с линией действия возмущающей силы. В этом случае фундамент будет испытывать только вертикальные колебания, и задача о них будет сводиться к изучению колебаний сосредоточенной массы m, установленной на пружине с коэффициентом жесткости основания $K_z = c_z F$.

Частота или число собственных вертикальных колебаний при вращении, выраженные через массу колеблющегося тела, будут равны

$$n_{\text{сек}} = \frac{\lambda_z}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K_z}{m}} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{c_z F}{m}} \approx 0{,}159\sqrt{\frac{c_z F}{m}}, \tag{176а}$$

где c_z — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта основания;

F — площадь подошвы фундамента.

Частоту и число собственных вертикальных колебаний фундамента при поступательном линейном движении можно получить, если массу вращающихся частей выразить через собственный вес фундамента и машины, поделенный на ускорение силы тяжести $m = \frac{Q}{g}$, а c_z выразить через напряжение и величину упругой осадки фундамента $S_{\text{ст}} = \frac{R}{c_z}$, тогда в одну секунду

$$n_{\text{сек}} = \frac{1}{2\pi} \lambda_z = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{S_{\text{ст}}}} \approx \frac{5}{\sqrt{S_{\text{ст}}}}. \qquad (176б)$$

Так как частота колебаний представляет собой число их в 2π *сек*, то период собственных колебаний, т. е. время одного колебания, связан с частотой зависимостью

$$T_{\text{соб}} = \frac{2\pi}{\lambda_z} \quad \text{или}$$

$$T_{\text{соб}} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{\text{ст}}}{g}}. \qquad (177)$$

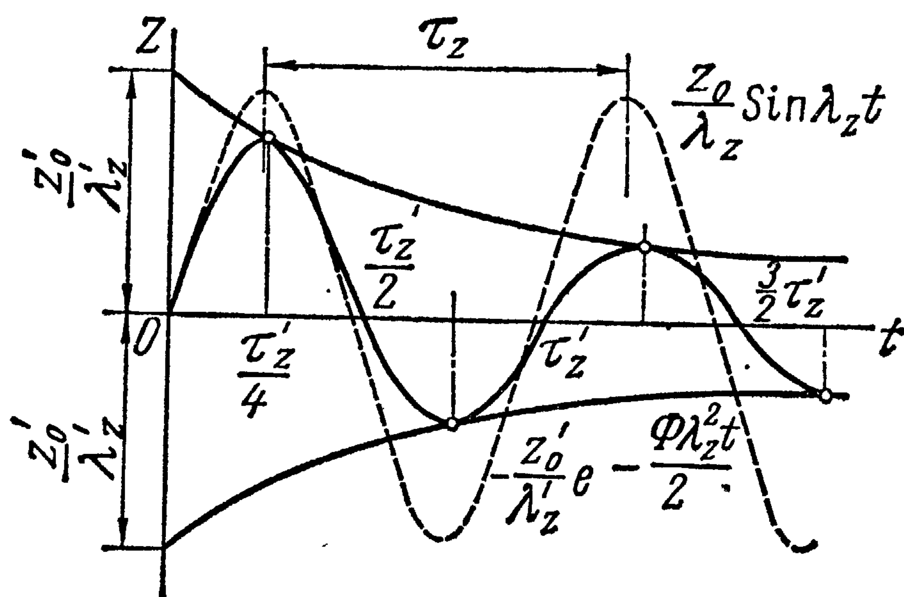


Рис. 163. Графическое изображение колебательного движения, вызванного ударом

При идеально упругом основании получаются свободные колебания с постоянной амплитудой. В действительности же, вследствие наличия внутреннего трения и рассеяния энергии в грунте колебания фундаментов оказываются затухающими (рис. 163).

Частоту собственных вращательных колебаний фундаментов можно определить по формуле

$$\lambda_\varphi^2 = \frac{C_\varphi I - Qh}{\theta},$$

где C_φ — коэффициент упругого неравномерного сжатия;

I — момент инерции площади подошвы фундамента относительно главной оси;

$\theta = \theta_0 + mh$;

θ_0 — момент инерции тела относительно оси OY, проходящей через центр его тяжести перпендикулярно плоскости колебаний;

m — масса вращающегося тела;

h — расстояние от центра тяжести до подошвы фундамента;

Q — вес фундамента и машины.

Частота собственных колебаний сдвига определяется из выражения

$$\lambda_x^2 = \frac{C_x F}{m}, \tag{178}$$

где C_x — коэффициент упругого равномерного сдвига;
F — площадь подошвы фундамента.

Выше рассматривались случаи колебаний фундамента, когда грунт обладал бесконечно большой жесткостью на сжатие или на сдвиг. Но может быть случай колебаний фундамента, когда грунт способен оказывать одновременно упругое сопротивление сжатию и сдвигу.

При этом движение фундамента будет характеризоваться горизонтальным смещением x, вертикальным смещением z и углом поворота φ относительно оси Y, проходящей через центр инерции фундамента и машины (рис. 164).

Минимальные λ_1 и максимальные λ_2 частоты горизонтальных и вращательных колебаний фундаментов определяются по формуле

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2\gamma}\left[\lambda_\varphi^2 + \lambda_x^2 \pm \sqrt{(x_\varphi^2 + \lambda_x^2) - 4\gamma\lambda_\varphi^2\lambda_x^2}\,\right]. \tag{179}$$

Все машины и двигатели, движущиеся части которых совершают периодически повторяющиеся движения, являются причиной появления вынужденных колебаний фундаментов под влиянием возмущающей силы, двигающейся по определенной гармонике в функции времени.

Вынужденные колебания, как и собственные, имеют свой период и частоту, одинаковые с возбуждающей силой.

Если число оборотов машины в 1 *мин* будет N, то угловая частота вращения машины будет

$$\omega_в = \frac{\pi N}{30} = 0{,}105N. \tag{180}$$

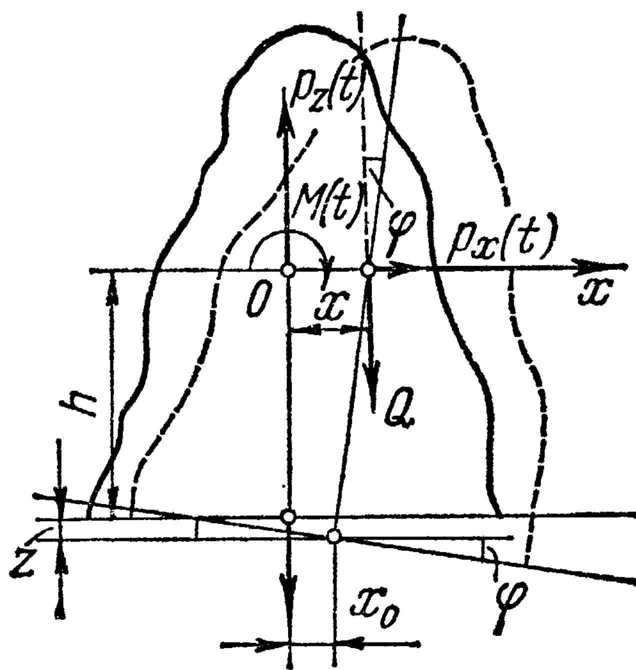


Рис. 164. Схема, показывающая одновременно сжатие и сдвиг грунта и фундамента

Как уже указывалось, вследствие действия демпфирующих реакций грунта свободные колебания, спустя некоторое, сравнительно малое время, способны затухать в фундаменте и грунте и под влиянием работы машины остаются только вынужденные колебания.

Величина амплитуды вынужденных вертикальных колебаний

$$A_z = \frac{P_{дин}}{m(\lambda_z^2 - \omega_в^2)} = \frac{P_{дин}}{c_z F - m\omega_в^2}. \tag{181}$$

Отношение амплитуды вынужденных колебаний A_z к упругой статической деформации $S_{ст}$ называют *коэффициентом динамичности*, или коэффициентом нарастания колебаний

$$\frac{A_z}{S_{ст}} = \eta_z.$$

Это отношение можно выразить через соответствующие частоты колебаний в виде

$$\eta_z = \frac{A_z}{S_{ст}} = \frac{1}{1-\xi^2},$$

$$\text{где } \xi = \frac{\omega_в}{\lambda_z}.$$

Если построить график $\frac{A_z}{S_{ст}}$ в функции ξ, то можно видеть, что кривая имеет две зоны (рис. 165).

П е р в а я з о н а, когда $\omega_в < \lambda_z$, т. е. частота возмущающей силы меньше частоты собственных колебаний фундамента; отношение $\frac{A_z}{S_{ст}}$ постепенно увеличивается по мере приближения ξ к единице.

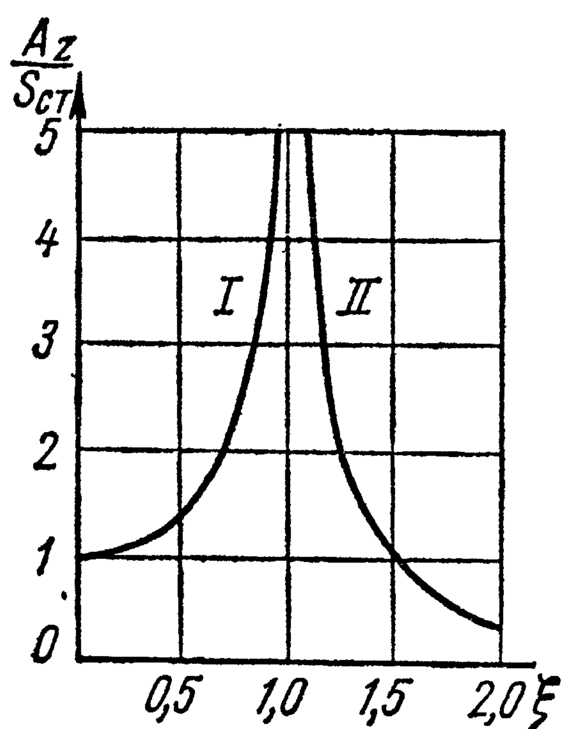


Рис. 165. График резонансной кривой

В т о р а я з о н а, когда $\omega_в > \lambda_z$, т. е. частота возмущающей силы больше частоты собственных колебаний; отношение $\frac{A_z}{S_{ст}}$ постепенно уменьшается.

Точка перелома кривой соответствует случаю, когда $\omega_в = \lambda_z$, тогда $\xi = 1$ и $\frac{A_z}{S_{ст}}$ стремится к бесконечности. При равенстве $\omega_в$ и λ_z колеблющаяся система (фундамент и основание) будет находиться в резонансе.

Частота возмущающей силы, при которой происходит явление резонанса, называется критической частотой.

При учете сил, которые дают затухание свободных колебаний, резонансные кривые будут отличными от кривой, показанной на рис. 165.

Строя график зависимости $\frac{A_z}{S_{ст}}$ при различных значениях $\gamma = F\lambda_z$ (F — постоянный коэффициент — модуль затухания, характеризующий неупругие сопротивления основания перемещениям фундамента, *сек*), будем иметь семейство резонансных кривых (рис. 166). Из рисунка видно, что демпфирующие силы при частотах, близких к резонансу, значительно уменьшают амплитуду вынужденных колебаний; при резонансе амплитуда стремится к бесконечности.

При вращательных колебаниях фундамента амплитуда вынужденных колебаний будет равна

$$A_\varphi = \frac{M_0}{\theta_0 (\lambda_\varphi^2 - \omega_в^2)},$$

где M_0— возмущающий момент.

В случае, когда сопротивление грунта сжатию велико по сравнению с сопротивлением сдвигу, фундамент будет перемещаться горизонтально в направлении действия возмущающих горизонталь-

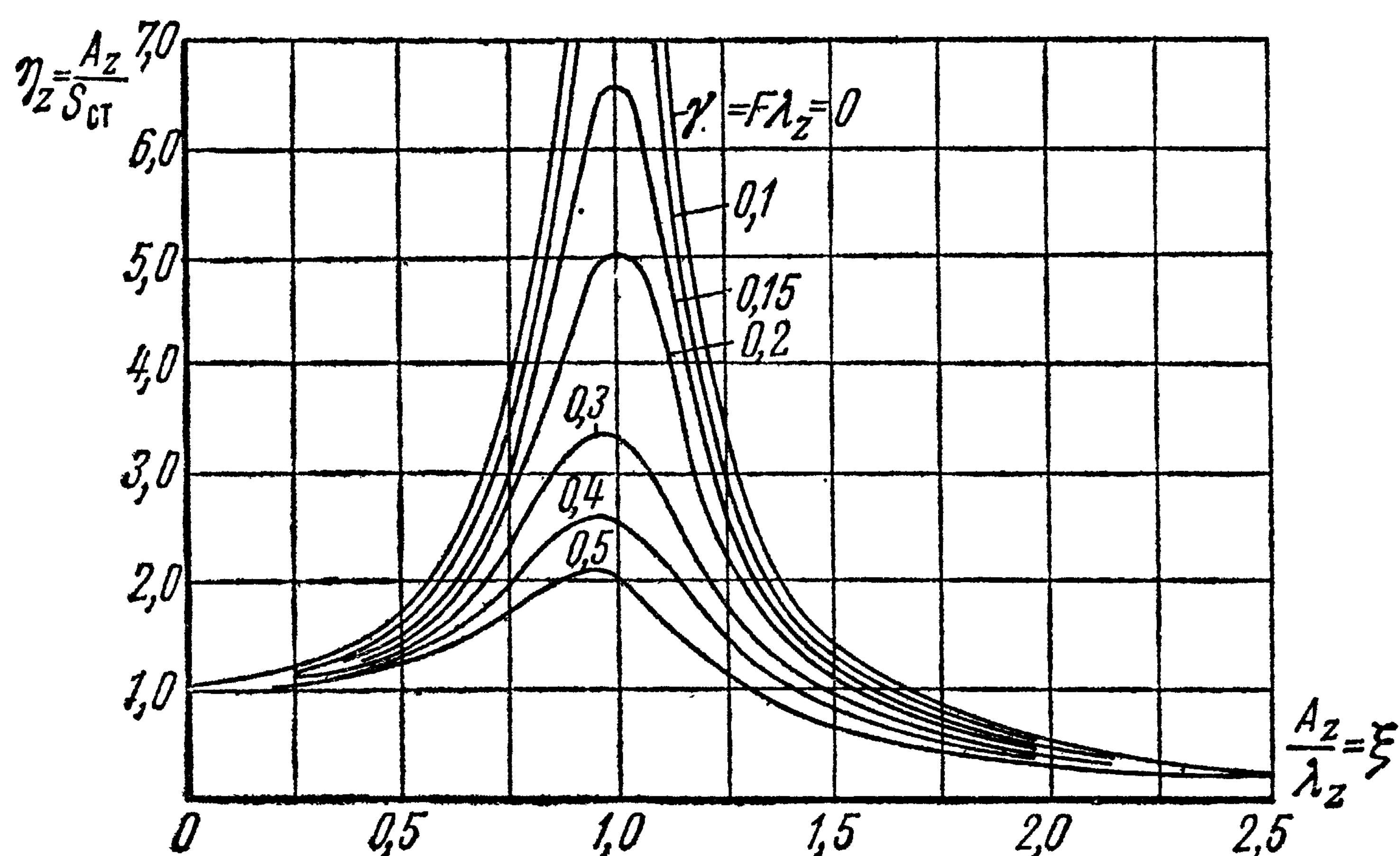


Рис. 166. График семейства резонансных кривых

ных сил. Тогда амплитуда вынужденных колебаний фундамента при сдвиге определится из выражения

$$A_x = \frac{P_x}{m\left(\lambda_x^2 - \omega_в^2\right)}.$$

При совместном рассмотрении колебаний фундамента, сопровождающихся одновременно поворотом, сдвигом и вертикальным перемещением, амплитуды вынужденных колебаний будут определяться по формулам:

$$A_x = \frac{C_\varphi J - ah + C_x F h^2 - \theta_0 \omega_в^2}{\Delta\omega_в^2} P_x; \quad (182а)$$

$$A_\varphi = \frac{C_x h F}{\Delta\omega_в^2} M_0, \quad (182б)$$

где $\Delta\omega_в^2 = M\theta_0 (\lambda_1^2 - \omega_в^2) \cdot (\lambda_2^2 - \omega_в^2)$.

При колебаниях, вызванных возмущающим моментом, амплитуды вынужденных колебаний будут равны

$$A_x = \frac{C_x F h}{\Delta \omega_в^2} P_x;$$

$$A_\varphi = \frac{C_x F - M\omega_в^2}{\Delta \omega_в^2} M_0.$$

При совместном действии момента M_0 и горизонтальной силы P_x амплитуды вынужденных колебаний определятся:

1) горизонтальные

$$A_x = \frac{\left(K_\varphi + K_x h^2 - \theta_0 \omega_в^2\right) P_x + K_x h M_0}{\Delta}, \tag{183а}$$

где $\Delta = M Q_0 \omega_в^4 - (K_\varphi M + K_x h^2 M + K_x \theta_0 \omega_в^2) \cdot P_x + K_x h M_0$;

K_x и K_φ—коэффициенты жесткости основания, равные $K_x = C_x F$ *Т/м*; $K_\varphi = C_\varphi F$ *Т/м*;

h —вертикальное расстояние от общего центра тяжести установки до плоскости подошвы;

2) вращательные

$$A_\varphi = \frac{K_x h P_x + \left(K_x - M\omega_в^2\right) M_0}{\Delta}. \tag{183б}$$

При расчете фундамента поршневых машин в случае, если его длина превышает высоту более чем в три раза, разрешается ограничиваться только определением горизонтальных колебаний по приближенной формуле

$$A_x = \frac{P_x}{C_x I - M\omega_в^2}. \tag{184а}$$

В том случае, когда длина фундамента для поршневых машин меньше половины его высоты, можно определять только амплитуды вращательных колебаний по приближенной формуле

$$A_\varphi = \frac{P_x H}{C_\varphi I - \theta\omega_в^2}, \tag{184б}$$

где H — расстояние от оси вращения машины до подошвы фундамента.

Горизонтальное перемещение верхнего обреза фундамента при вращательном и горизонтальном колебаниях определяется по формуле

$$A = A_x + (1{,}5 - h) A_\varphi = A_x + A_\varphi h_1 \ м, \tag{185}$$

где h_1 — расстояние от верхней грани фундамента до центра тяжести установки в *м*.

§ 2. Проектирование и расчет фундаментов при динамических нагрузках

Фундаменты при динамических нагрузках должны удовлетворять условиям прочности, устойчивости и экономичности. При этом необходимо, чтобы амплитуды вынужденных и собственных колебаний фундаментов не превосходили нормативных и не были бы между собой равны, чтобы избежать резонанса.

Производятся два расчета фундамента — статический и динамический.

В статический расчет входит обычная проверка прочности всего фундамента и его отдельных конструктивных элементов, а также устойчивости основания при условии действия на фундамент только статической нагрузки.

В динамический расчет включается проверка амплитуды колебаний и резонанса.

Наилучшее решение может быть получено только при правильных соотношениях размеров подошвы и глубины заложения фундамента.

Проверка на резонанс включает в себя определение чисел собственных и вынужденных колебаний по приведенным выше формулам.

Рекомендуется соблюдать условие несовпадения чисел собственных колебаний фундамента с числом оборотов машины (не менее величин, указанных в табл. 36).

Таблица 36

Фундаменты	Вертикальные колебания по оси Z	Горизонтальные колебания	
		по оси X	по оси Y
Фундаменты уравновешенных машин . . .	± 40	± 40	± 30
Фундаменты машин с кривошипно-шатунным механизмом	$+(125—200)$	$+75$	$+50$

При расчете амплитуды колебаний следует соблюдать условие, при котором бы $A \leqslant A_{доп}$ (где A — расчетная величина амплитуды; $A_{доп}$ — предельная допускаемая величина амплитуды, которую можно брать по табл. 37).

Величины амплитуд горизонтальных колебаний относятся к верхней части фундамента на уровне подошвы станины машины.

При проектировании фундаментов под машины необходимо соблюдать некоторые общие правила [87]:

1. Общий центр тяжести фундамента и машины необходимо располагать на одной вертикали с центром тяжести площади подошвы

Таблица 37

Характер машины и амплитуды	Допускаемая величина амплитуды $A_{доп}$, *мм*
Машины с кривошипно-шатунным механизмом:	
число оборотов менее 200	0,25
» » » 200—400	0,2
» » более 400	0,15
Турбогенераторы и электрические машины, низкочастотные (менее 1000 *об/мин*):	
число оборотов менее 500	0,2
» » » 500—750	0,15
» » более 750	0,1
Кузнечные молоты при водонасыщенных песках	0,8

фундамента. При необходимости смещения центров эксцентриситет не должен превышать: при нормативном давлении на грунт $R_{дин} \leqslant 1{,}5$ *кГ/см*² — 3% и при $R_{дин} > 1{,}5$ *кГ/см*² — 5% от размера той стороны подошвы, в направлении которой происходит смещение центра тяжести.

2. Фундаменты под машины следует отделять от надземных и подземных соседних конструкций с помощью устройства зазора по всему периметру фундамента машины (ширина зазора 0,1 — 0,2 *м*).

3. Глубина заложения фундаментов под машины определяется без учета влияния вибрации на фундаменты соседних зданий. Поэтому она назначается независимо от глубины заложения фундаментов зданий и может быть больше, меньше или равна глубине заложения фундаментов здания.

4. Минимальную глубину заложения фундаментов необходимо назначать в соответствии с габаритными размерами машин и с расположением в них отверстий для анкерных болтов.

Минимальную глубину заложения фундаментов следует принимать такую, которая бы могла обеспечить защиту головок наиболее глубоко стоящих болтов или закладных частей от непосредственного контакта с грунтом, т. е. на 10—15 *см* ниже головки болта.

Фундаменты под машины с вращающимися массами могут быть трех типов: рамные, стеновые, массивные, смешанной конструкции.

Фундаменты рамного типа (рис. 167) состоят из нижней сплошной фундаментной плиты, одноэтажных или двухэтажных поперечных рам, жестко заделанных нижним концом в фундаментную плиту и связанных поверху продольными балками. Ригели рам, балки и консоли образуют опору верхней плиты фундамента, на которой закрепляется агрегат. Рамный фундамент считается наиболее целесообразным под турбоагрегаты и мотор-генераторы.

Фундаменты стенового типа устраиваются в виде двух продольных стен с отверстиями в них, вырезами и проемами (рис. 168). Сте-

ны связываются жестко с фундаментной плитой, а также между собой с помощью балок или поперечных диафрагм.

Массивные фундаменты (рис. 169) выполняются в виде сплошного массива с выемками, шахтами, отверстиями для расположения частей машин, углублениями для оборудования и эксплуатации агрегата.

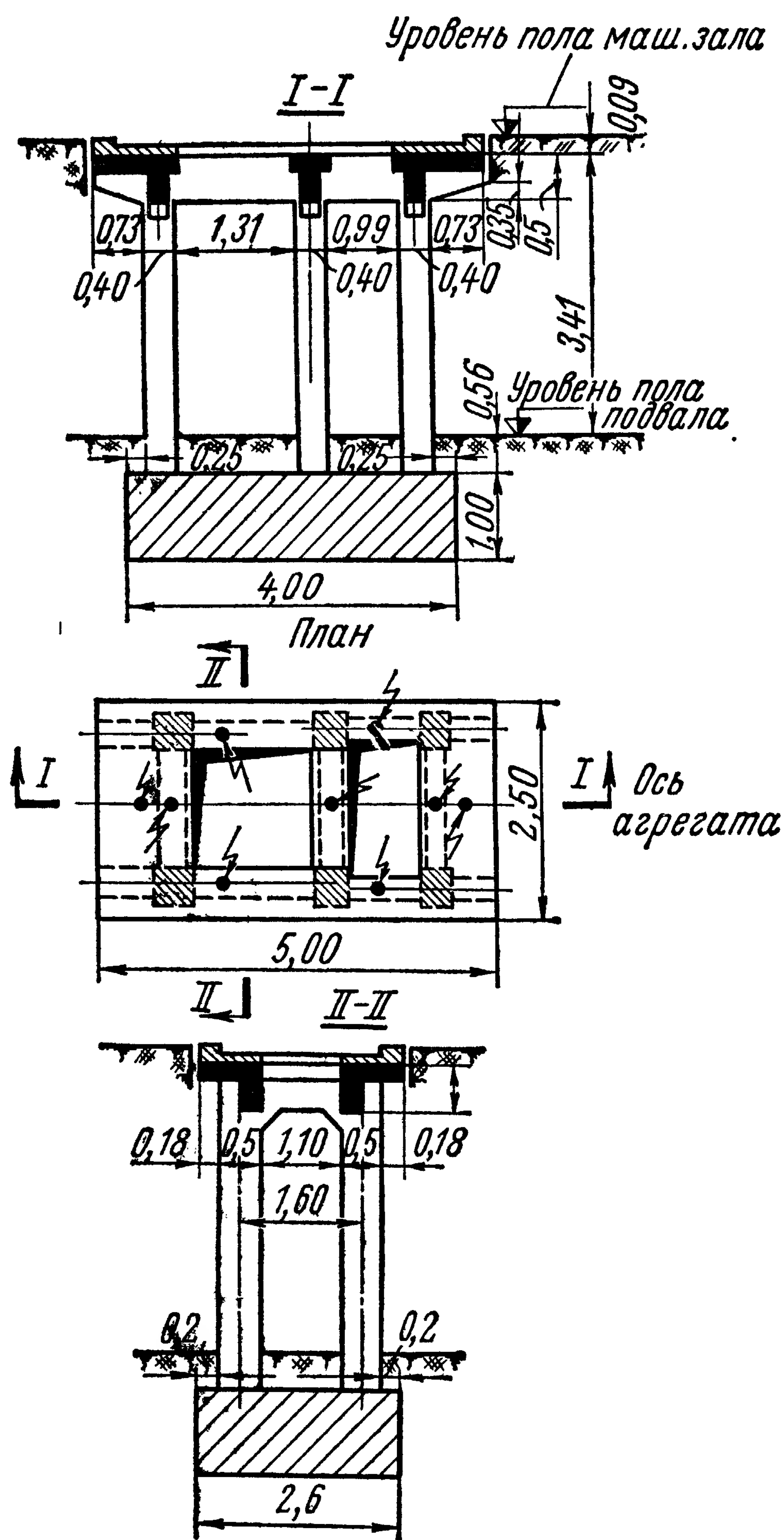


Рис. 167. Конструкция фундамента рамного типа

Материалом для фундаментов под машины служит железобетон с бетоном марки 100 и выше.

Фундаменты под машины с кривошипно-шатунным механизмом проектируются обычно массивными (см. рис. 169) или стеновыми с необходимыми габаритными размерами отверстий и выемок в теле фундамента.

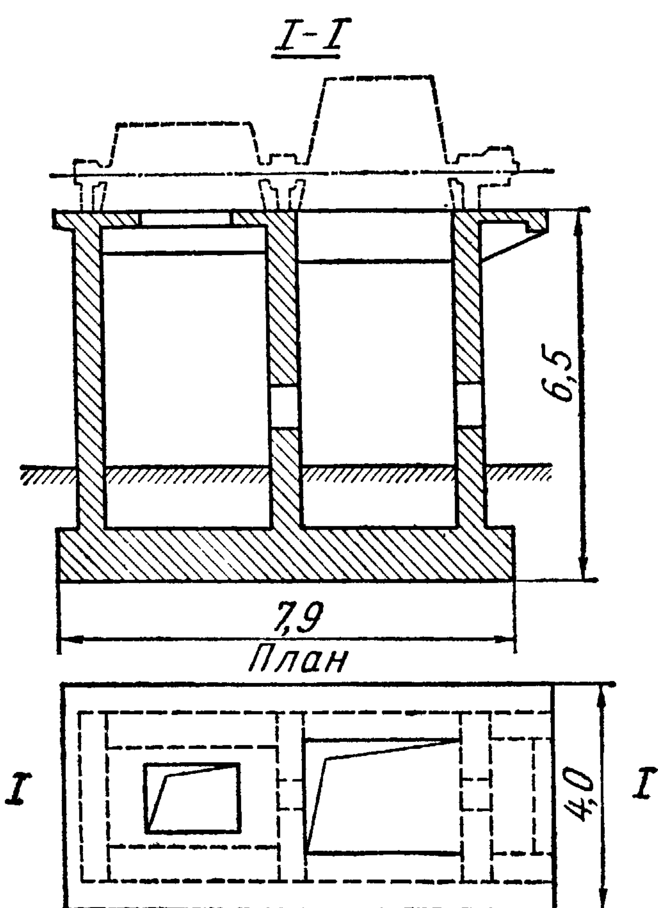


Рис. 168. Конструкция стенового фундамента

При расчете массивных фундаментов сначала задаются его размерами и определяют координаты центра тяжести установки (фундамента и машины) относительно осей (рис. 170):

$$x = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}; \qquad y = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}; \qquad z = \frac{\sum M_i z_i}{\sum M_i}, \qquad (186)$$

где M_i — масса отдельного элемента установки;
x_i, y_i, z_i — координаты центров тяжести элементов установки относительно осей X, Y, Z.

Находят эксцентриситеты e_x, e_y, e_z по отношению к соответствующим размерам подошвы фундамента по осям X, Y, Z. Если данные

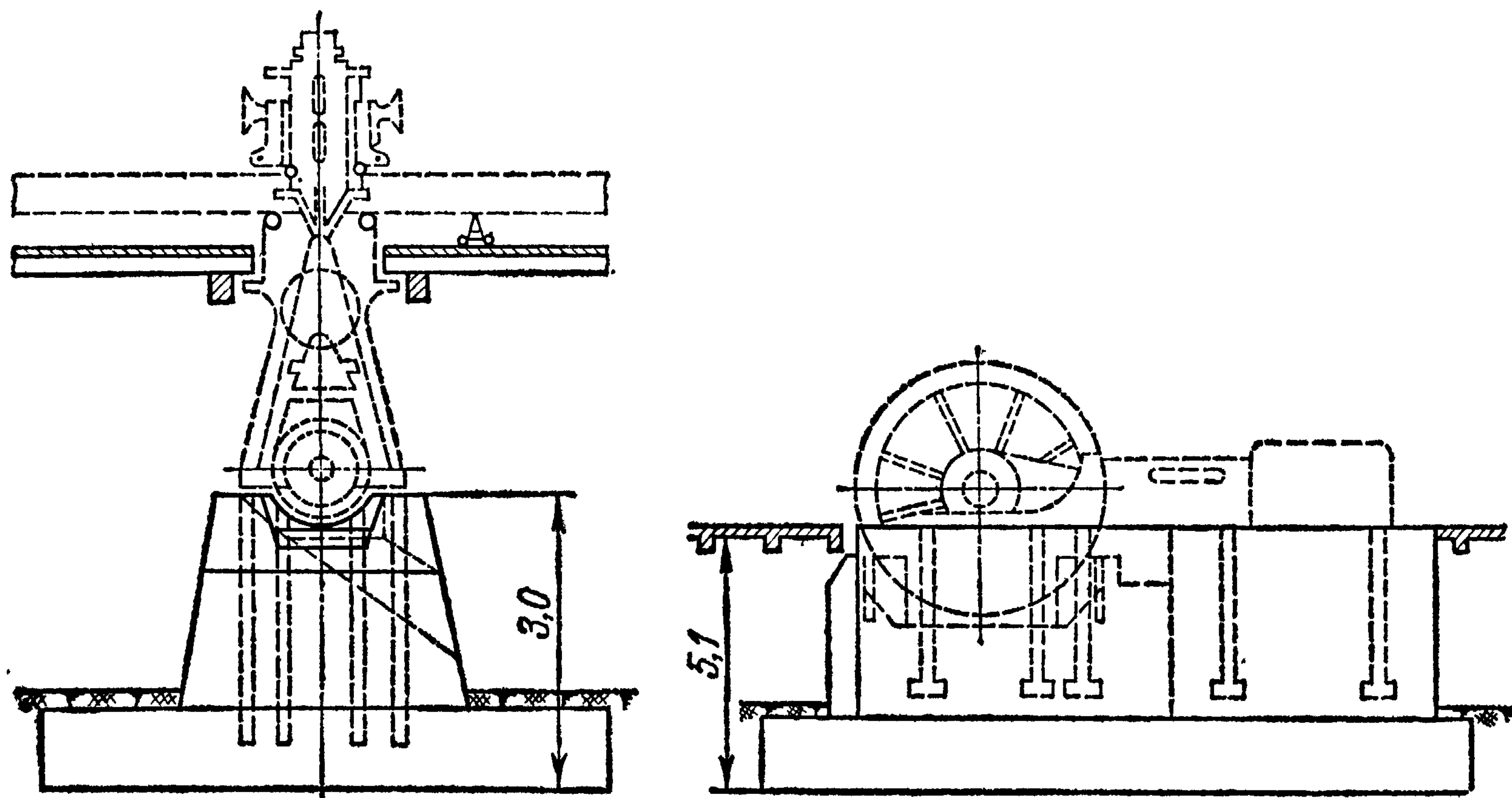


Рис. 169. Конструкции массивных фундаментов под машины

эксцентриситеты не превышают 3—5%, считается, что расположение масс элементов установки выбрано правильно, тогда фактическое давление на основание по подошве фундаментов от его веса и машины будет

$$p_{\text{факт}} = \frac{g\sum M}{F} \leqslant R^{\text{н}}_{\text{дин}}.$$

Проверка прочности самого тела фундамента производится только для отдельных элементов, ослабленных отверстиями, выемками и шахтами.

Для машин с ременным и канатным приводом производится расчет устойчивости фундамента на опрокидывание.

При неуравновешенных возмущающих силах определяют амплитуды вынужденных колебаний (вертикальных) по формуле

$$A_z = \frac{P_{\text{дин}}}{K_z - M\omega_{\text{в}}^2}, \qquad (187)$$

где $P_{\text{дин}}$ — вертикальная составляющая возмущающих сил машины;
K_z — коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии;
M — масса всей установки, $M = \frac{Q_{\text{ф}} + Q_{\text{м}}}{9{,}81}$;
$Q_{\text{ф}}$ и $Q_{\text{м}}$ — вес фундамента и машины;
$\omega_{\text{в}}$ — угловая частота вращения машины, $сек^{-1}$:
$\omega_{\text{в}} = 0{,}104\ N$.

Если A_z не выходит за пределы допустимой амплитуды, расчет продолжается.

Затем определяют амплитуду колебаний верхней грани фундамента по формуле (185).

При расчетных значениях амплитуд, не превышающих допустимые, фундамент считается подобранным правильно по размерам и весу.

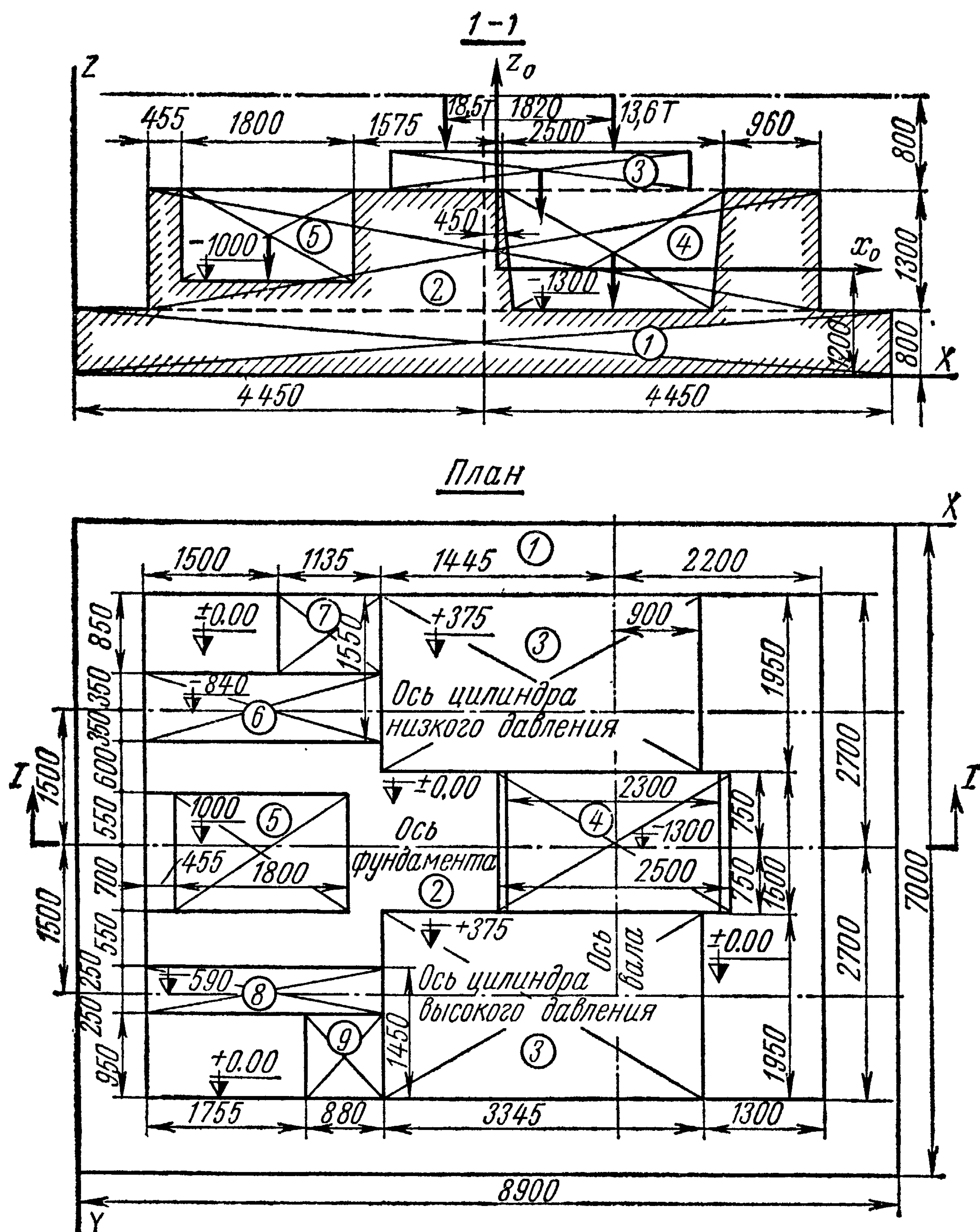


Рис. 170. К определению центров тяжести установки

Конструкция фундамента под молот зависит от типа молота, так как у ковочного молота станина и шабот устанавливаются раздельно (рис. 171, *а*), а у штамповочных — станина устанавливается на шабот (рис. 171, *б*).

Фундаменты под молоты проектируются в виде жестких плит, монолитных блоков и массивов с маркой бетона не ниже 100.

Для предотвращения недопустимых колебаний нужно устраивать фундамент под машины с активной виброизоляцией или фундамент на сваях.

При расчете фундаментов под молот сначала определяют скорость v движения падающих частей в момент, предшествующий удару.

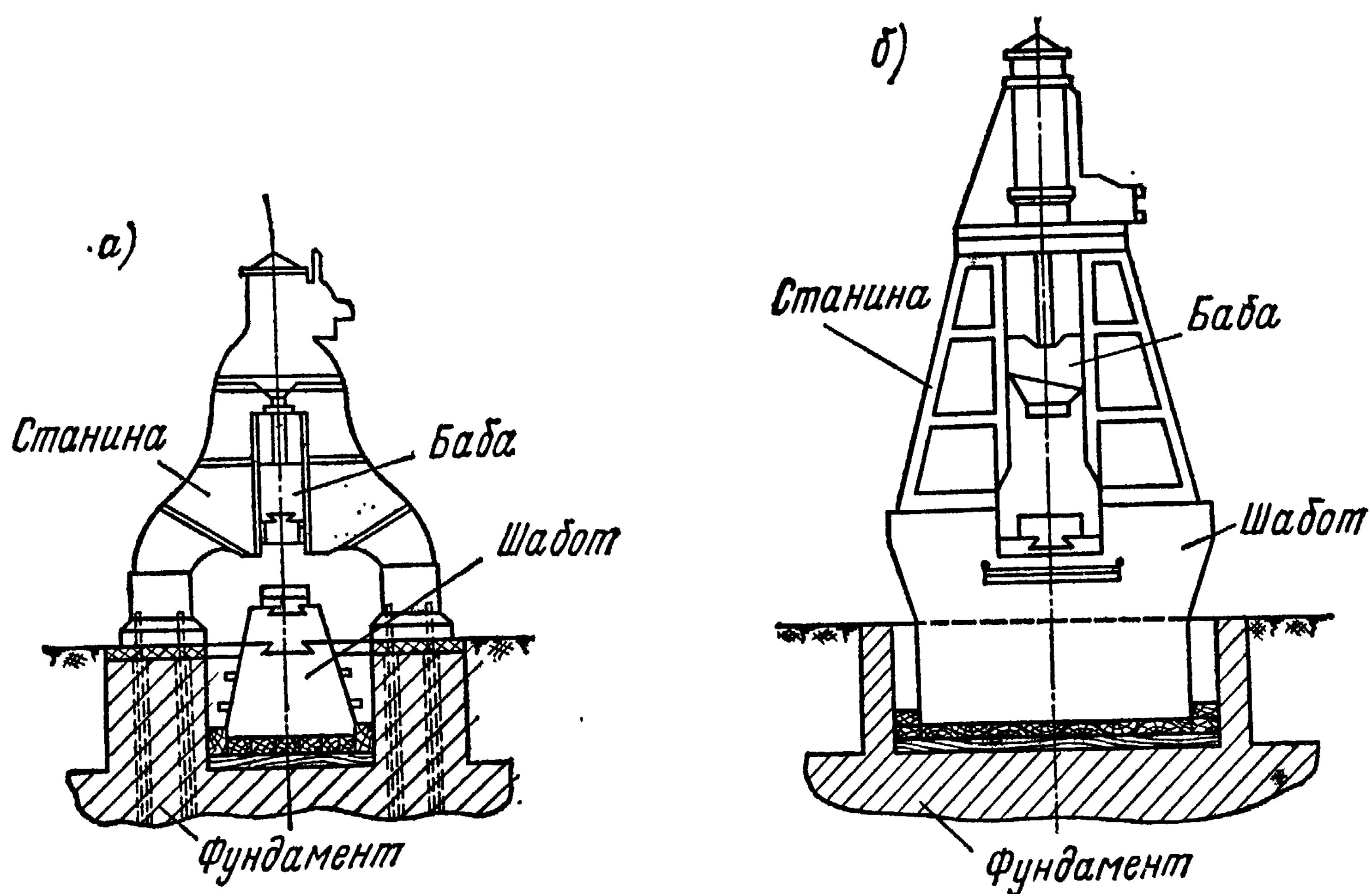


Рис. 171. Конструкции фундаментов под молоты

Для молотов одиночного действия (свободно падающих) скорость определяется по формуле

$$v = k_1 \sqrt{2gh_{max}}, \qquad (188а)$$

где k_1 — коэффициент, равный 0,9 — 0,95;

h_{max} — максимальный ход падающих частей.

Для молотов двойного действия

$$v = k_2 \sqrt{2g \frac{pf + Q_0}{Q_0} h_{max}}, \qquad (188б)$$

где k_2 — коэффициент, равный 0,6 — 0,8 (по Д. Д. Баркану); чаще принимается $k_2 = 0{,}65$;

Q_0 — полный фактический вес падающих частей;

p — рабочее давление пара или воздуха;

f — площадь поршня.

В настоящее время имеются три метода расчетов фундаментов под молоты: проф. Е. П. Павлюка, проф. Д. Д. Баркана и инж. С. М. Любимова.

Расчет по методу проф. Н. П. Павлюка имеет два варианта (рис. 172):

а) фундамент рассматривается как система с двумя степенями свободы, состоящая из двух твердых тел: верхнего, заменяющего шабот, и нижнего, заменяющего фундамент, связанных между собой упругой связью и опирающихся на высокое упругое основание;

б) фундамент рассматривается совместно с молотом как одно твердое тело, опирающееся на упругое основание, при условии неподвижности фундамента.

Наиболее распространенным методом расчета фундаментов с динамическими нагрузками является метод проф. Д. Д. Баркана, который предложил определять основные размеры фундамента под молот исходя из следующих условий: $A_z = A_{доп}$ и $p_{факт} = R^н$, где $A_{доп}$ — принимается в пределах от 1,0 до 1,2 *мм*.

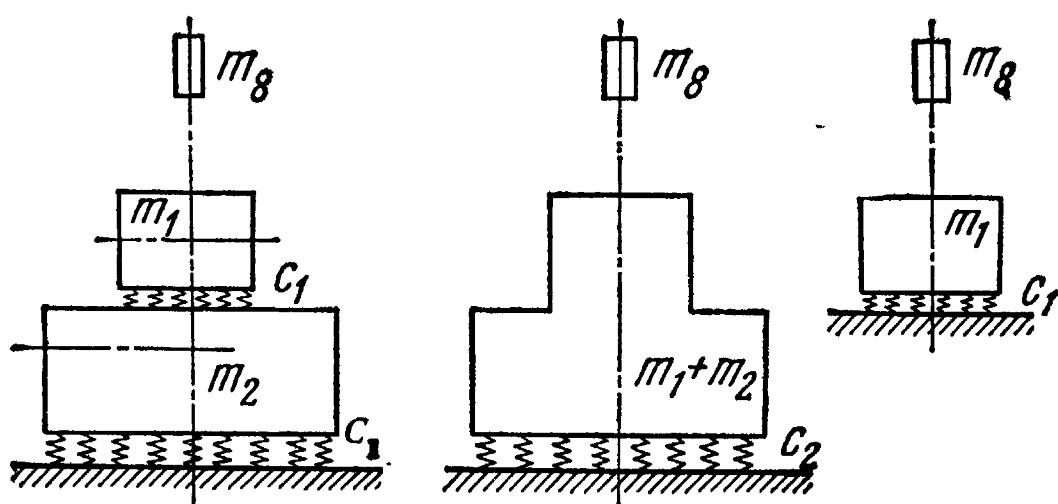


Рис. 172. Расчетная схема фундамента под молот по методу проф. Н. П. Павлюка

На основании вышесказанного находят следующие величины:

1) оптимальный вес фундамента

$$Q_{опт} = \frac{(1+\varepsilon) Q_0 v}{A_{доп}} \sqrt{\frac{\alpha R^н}{g C_z}}; \qquad (189)$$

2) оптимальную площадь фундамента

$$F_{опт} = \frac{(1+\varepsilon) Q_0 v}{A_{доп} \sqrt{g \alpha R^н C_z}}. \qquad (190)$$

Согласно СН 18—58 ориентировочная величина площади подошвы фундамента под молот может быть определена по формуле

$$F \geqslant \frac{20 (1+\varepsilon) v Q_0}{R^н} \qquad (191)$$

и ориентировочная величина веса фундамента под молот вместе с весом грунта на уступах

$$Q_ф = \left[8 (1+\varepsilon) v - \frac{Q_1}{Q_2}\right] Q_0, \qquad (192)$$

где Q_1 — вес шабота и станины.

Амплитуда вертикальных колебаний фундамента определяется по приближенной формуле

$$A_z = 0{,}2\,\frac{(1+\varepsilon)\,Q_0 v}{\sqrt{K_z Q}}\,, \tag{193}$$

где Q — общий вес фундамента, шабота, станины и грунта на уступах.

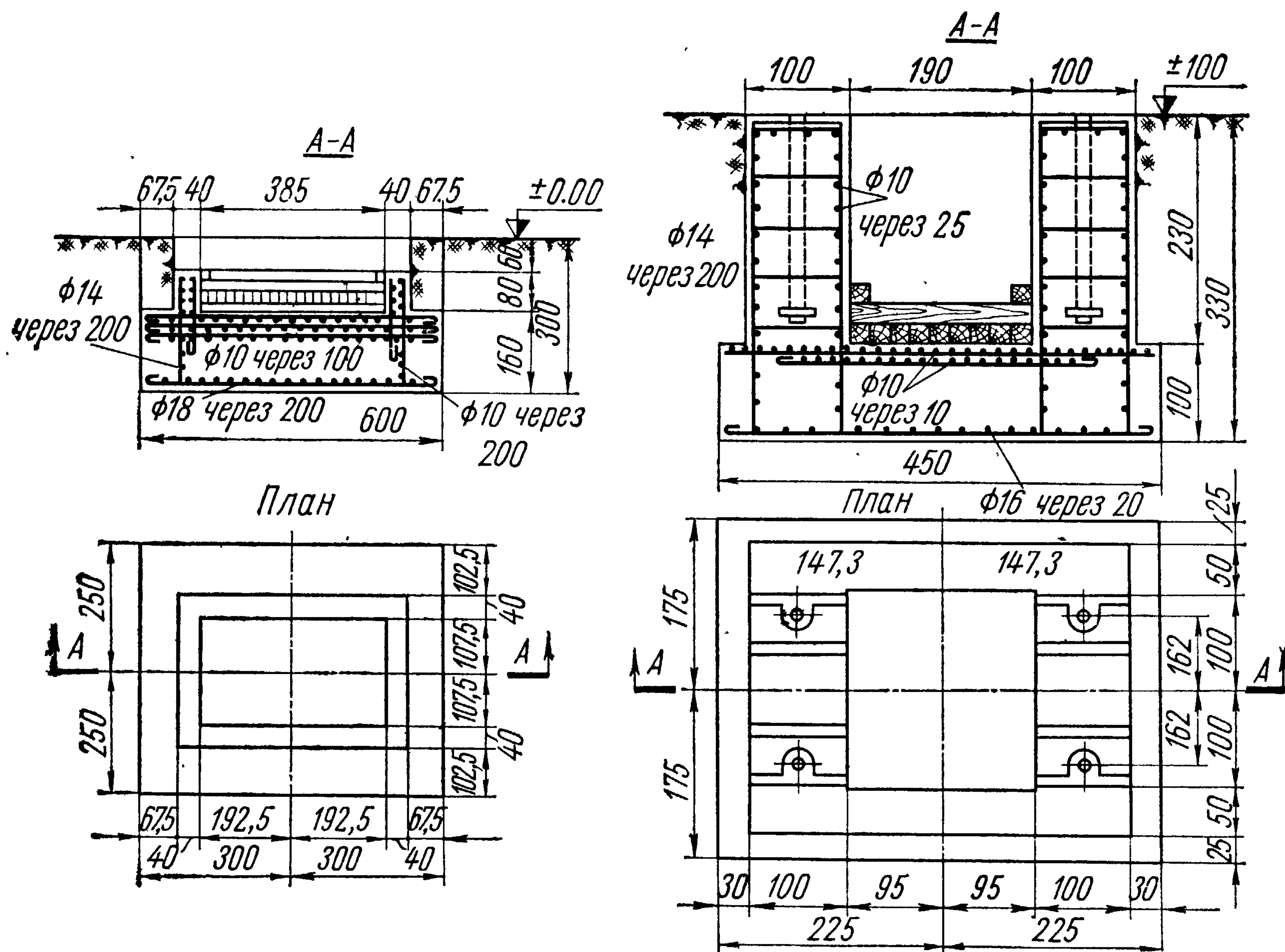


Рис. 173. Пример проектирования фундаментов под штамповочные и ковочные молоты

На рис. 173 приведены две типовых конструкции фундаментов под штамповочные и ковочные молоты.

§ 3. Способы уменьшения вибраций сооружений, вызываемых работой машин

Зная законы распространения колебаний в грунте, можно в дальнейшем правильно конструктивно решить вопрос защиты зданий от сотрясений, вызываемых работой машин, движением транспорта, взрывами, землетрясениями и т. п.

При исследовании явления распространения упругих волн используют задачу динамики сплошной идеально упругой изотропной среды.

В однородной и упругой среде продольные и поперечные волны распространяются независимо друг от друга. Не меньшее значение имеют так называемые поверхностные волны, возникающие от источника колебания, так как все промышленные источники возбуждения колебаний и фундаменты зданий располагаются относительно близко к поверхности земли.

Для определения поверхностных волн на сравнительно больших расстояниях от источника колебаний можно пользоваться упрощенной формулой инж. Минтропа

$$A_r = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{r}}, \tag{194}$$

где A_r — амплитуда колебаний на расстоянии r от источника колебаний (от центра подошвы фундаментов);

A_0 — амплитуда колебаний на расстоянии r_0 от источника колебаний (рис. 174).

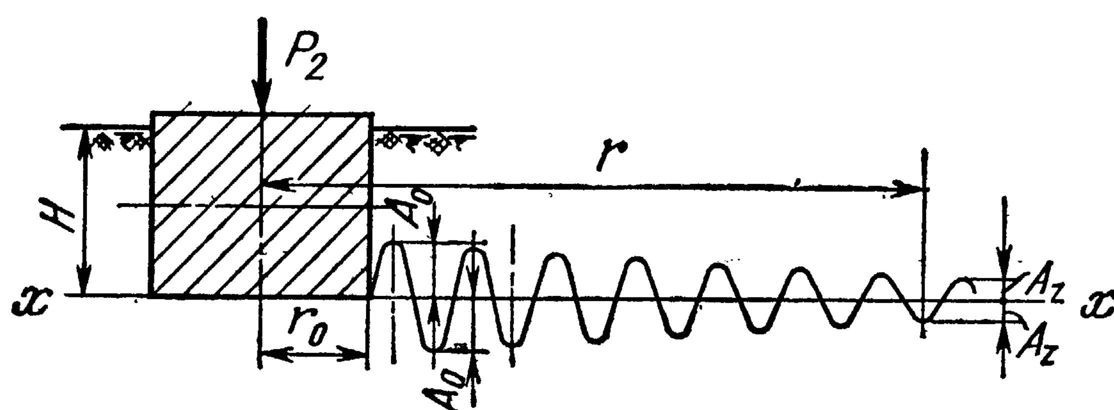


Рис. 174. Распространение поверхностных волн от источника колебаний в предположении, что грунт — упругое полупространство

Эта формула выведена из предположения, что грунт представляет собой идеально упругое изотропное полупространство.

В действительности, при распространении упругих волн часть их энергии поглощается неупругими свойствами грунта. Это поглощение энергии учитывается при подсчете амплитуды колебаний по формуле проф. Б. Б. Голицына

$$A_r = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{r}} \cdot e^{-\alpha (r - r_0)}, \tag{195}$$

где α — коэффициент поглощения энергии волн (размерность $м^{-1}$ или $см^{-1}$).

Величина коэффициента поглощения α зависит от рода и физического состояния грунта, а также от размеров фундамента — источника колебаний (табл. 38).

В расчетах A_0 принимают по ребру фундамента — источника вибрации, а r_0 — равным наибольшему размеру подошвы фундамента. На расстояниях, бо́льших, чем r_0, амплитуду колебаний A_r определяют по формулам (194), (195).

Таблица 38

Вид грунта	a, $м^{-1}$
Слабые водонасыщенные мелкозернистые и пылеватые пески, супеси и суглинки	0,03—0,04
Пески средние и крупнозернистые, влажные суглинки и глины	0,04—0,06
Супеси, суглинки и глины слабовлажные и сухие	0,06—0,1

Для правильного принятия решений, связанных с разработкой мероприятий по борьбе с вибрациями, необходимо знать изменение амплитуды поверхностных волн по глубине. Опытами Я. Н. Смоликов установил, что непосредственно около фундамента — источника волн, в пределах глубины его заложения, амплитуда практически не изменяется по величине, а при значительном заглублении фундамента—несколько снижается к поверхности грунта. На некотором расстоянии от фундамента убывание амплитуд начинается непосредственно с поверхности земли. Это показано на графике, построенном Я. Н. Смоликовым (рис. 175) при измерении амплитуд, вызванных работой копра.

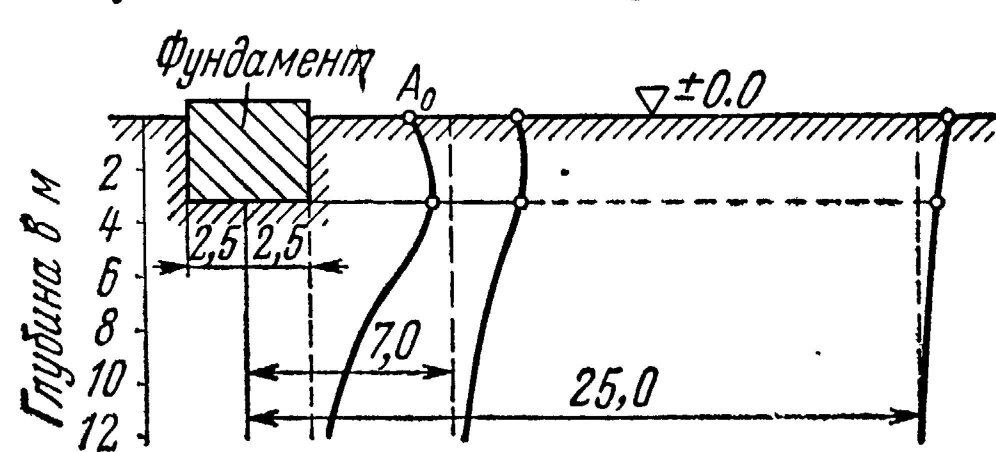


Рис. 175. График Я. Н. Смоликова, показывающий величины амплитуд колебаний по глубине

Зная характер и интенсивность распространения упругих волн в грунтах, при проектировании фундаментов предусматривается:

а) наиболее рациональный тип и наилучшее размещение машин;

б) применение специальных конструкций фундаментов под машины;

в) устройство изоляции от вибрации объектов, чувствительных к сотрясениям.

Согласно инструкции [44] виброизоляция может быть активная, устраиваемая с целью уменьшения колебаний фундамента и основания под машину с периодической возмущающей силой, и пассивная, устраиваемая с целью уменьшения вибрации станков, приборов, строительных конструкций, расположенных по соседству с фундаментом под машину.

Для обоих видов виброизоляции следует применять преимущественно виброизоляторы из стальных пружин и резиновых элементов.

При проектировании фундаментов под машины нужно стремиться к уменьшению их высоты и увеличению площади подошвы, так как при этом уменьшается плечо действия горизонтальных сил и возрастает момент реактивных сопротивлений.

Наибольший эффект погашения колебаний грунта дают специальные конструкции фундаментов с амортизаторами, которые можно устраивать под высокочастотные машины почти всех видов, а также и под некоторые низкочастотные машины.

Схема устройства фундаментов с амортизаторами представлена на рис. 176.

Амортизаторами могут служить упругие прокладки или лучше стальные пружины.

Для изоляции от вибрации объектов, чувствительных к сотрясениям, можно рекомендовать экранирование и установку виброизоляторов.

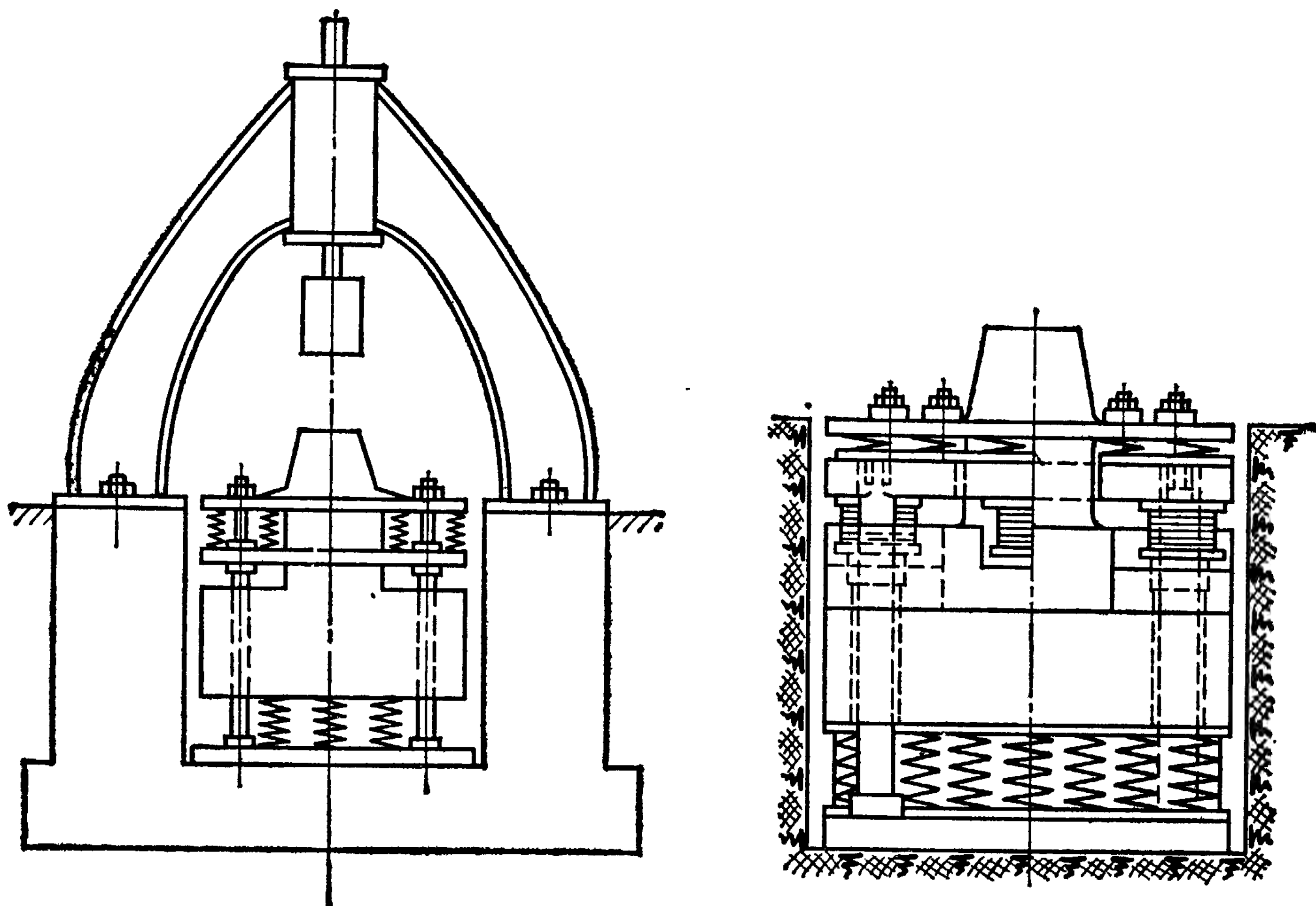


Рис. 176. Схема устройства фундаментов с амортизаторами

Экраны выполняются в виде шпунтовых или подпорных стенок и рвов. При работе с низкочастотными машинами упругие волны экранировать практически становится невозможным, так как при этом приходится устраивать слишком глубокие экраны. В этом случае целесообразнее устанавливать машины, механизмы и фундаменты на упругие опоры — виброизоляторы.

Наиболее распространенный материал для виброизоляторов — пробка, жесткий войлок, резина, спецткань и др.

При расчете виброизоляционных устройств необходимо иметь:

1) основные параметры (величина массы и моментов инерции фундамента и машины, массы изолируемой установки, жесткость и демпфирующие свойства виброизоляторов);

2) размеры упругих элементов в виброизоляторах;

3) схему расположения виброизоляторов;

4) амплитуды вынужденных колебаний и величины возмущающих сил, передающихся на поддерживающую конструкцию.

Целесообразность постановки активной виброизоляции определяется коэффициентом передачи

$$M_1 = \frac{A_к}{A} = \frac{1}{\alpha_1^2 - 1},$$

где $A_к$ — амплитуда динамической силы, передающейся через виброизоляторы на поддерживающую конструкцию;

A — амплитуда возмущающей силы, действующей на изолируемую установку;

$\alpha_1 = \frac{\omega_0}{\omega_z}$ — отношение круговой частоты вынужденных колебаний ω_0 к круговой частоте собственных вертикальных колебаний ω_z установки.

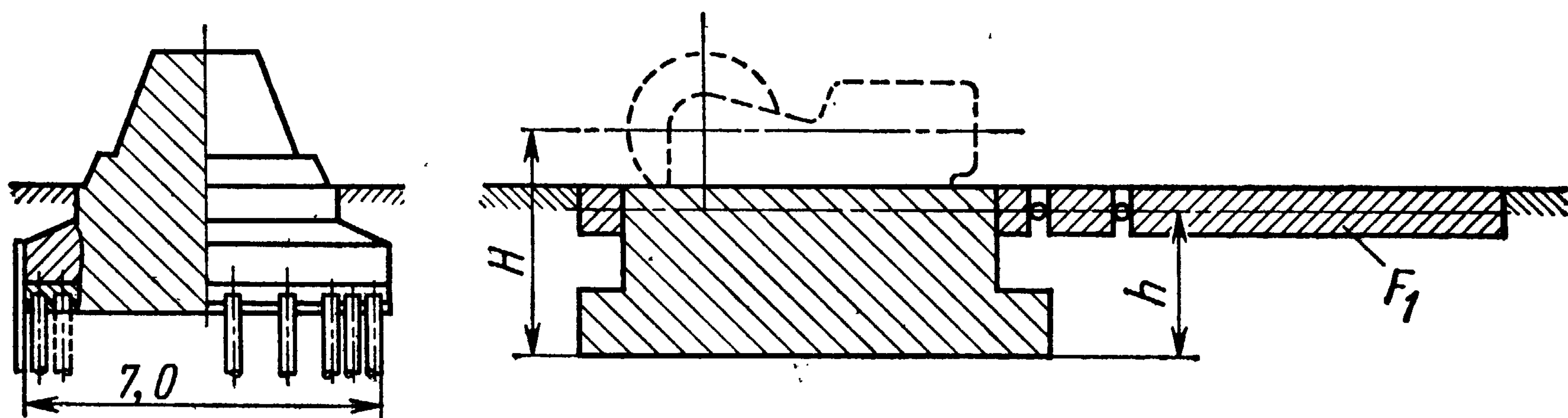


Рис. 177. Конструктивные мероприятия по уменьшению колебаний фундаментов

При этом α_1 должно во всех случаях удовлетворять условию

$$\alpha_1 = \frac{\omega_0}{\omega_z} \geqslant 4.$$

Величина общей жесткости K_z всех виброизоляторов в вертикальном направлении определяется по формуле

$$K_z = m\omega_z^2 \ кГ/см^2,$$

где m — масса изолируемой установки.

При проектировании пассивной виброизоляции коэффициент α_1 определяется в зависимости от требуемой величины коэффициента передачи по формуле

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{1+M_1}{M_1}} \geqslant 4.$$

Для погашения колебаний и ликвидации их вредного влияния на сооружение можно рекомендовать:

1) постановку особочувствительных к сотрясениям станков и приборов на виброизоляторы или перенос их на новое место, где не наблюдается вредных колебаний;

2) замену неуравновешенных машин уравновешенными или перенос их на новое место;

3) реконструкцию фундаментов и оснований: а) уширение площади подошвы фундамента и увеличение его веса; б) усиление основания под фундаменты сваями, химическим путем, постановкой плит-виброгасителей (рис. 177); в) применение динамических виброгасителей; г) изменение массы или жесткости фундаментов.

Выбор способа погашения вибраций или уменьшения их вредного влияния в каждом случае необходимо производить на основе результатов специального обследования, которое должно установить распространение колебаний от фундамента, изменение основных частот собственных и вынужденных колебаний этих фундаментов, а также допустимость их для работы оборудования, технологического процесса, физиологического воздействия на людей, прочность и устойчивость сооружения в зависимости от колебаний.

Глава 7

УКРЕПЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ИСПРАВЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Во время эксплуатации здания или сооружения может возникнуть необходимость укрепления оснований и реконструкции существующих фундаментов с целью восстановления их прочности и усиления конструкций.

Работы, связанные с переустройством фундаментов и оснований, требуют большого умения, осторожности и очень тщательного ведения производства работ с тем, чтобы не вызвать недопустимой осадки зданий и не нарушить в нем технологического процесса в период реконструкции фундаментов. К этому нужно добавить, что работа по реконструкции фундаментов требует весьма быстрого выполнения работ в стесненных условиях.

По укреплению оснований и исправлению фундаментов проводятся следующие работы: уширение подошвы фундамента; замена старых или подведение под фундамент новых конструктивных элементов; передача нагрузок от здания на свайный фундамент, кессоны, опускные колодцы и т. п.; изменение качества грунта основания цементацией, силикатизацией, смолизацией и другими способами; повышение несущей способности кладки фундамента.

Для выбора правильного решения по переустройству фундаментов требуются тщательное обследование сооружения, откопка шурфов вблизи фундаментов, проведение статических расчетов для выяснения напряжений и их изменений в грунте, которые возникнут после реконструкции фундаментов.

Эксплуатация сооружений в ряде районов СССР показывает, что после определенного срока их службы повышаются нормативные давления на грунты оснований: для глинистых — на 20—30%; для крупнозернистых песков — на 40%.

Работы по переустройству фундаментов можно разделить на две стадии:

1) предварительные работы — создание условий для реконструкции фундаментов (безопасность проведения работ, откопка шурфов, постановка подкосов, горизонтально поддерживающих балок, установка ростверков и др.);

2) основные работы — подводка фундаментов, изменение качества грунта или другие виды реконструкции фундаментов и оснований.

Основными причинами, влияющими на прочность и устойчивость оснований и фундаментов, являются неточности и дефекты, допущенные при проектировании и строительстве сооружений; неправильная эксплуатация зданий; изменение условий работы оснований и фундаментов, принятых при проектировании и строительстве; влияние разнообразных природных факторов, приводящих к разрушению материал фундаментов и грунтов оснований; вредное действие агрессивных промышленных и грунтовых вод на материал фундаментов.

При усилении существующих фундаментов необходимо, чтобы каждая новая часть их вступила сразу же в работу как одно целое со старым фундаментом. Для этого новый фундамент вводится в работу путем искусственного давления перед тем, как он будет окончательно соединен с кладкой старого фундамента.

Искусственное давление производится предварительным обжатием или задавливанием фундамента с помощью домкратов или клиньев (рис. 178).

После обжатия фундамента домкратами в промежутках между новой частью фундамента и подошвой старого устанавливают обрезки металлических балок, расклинивают их металлическими клиньями, снимают домкраты, и весь промежуток заполняют жестким бетоном с помощью сильного трамбования.

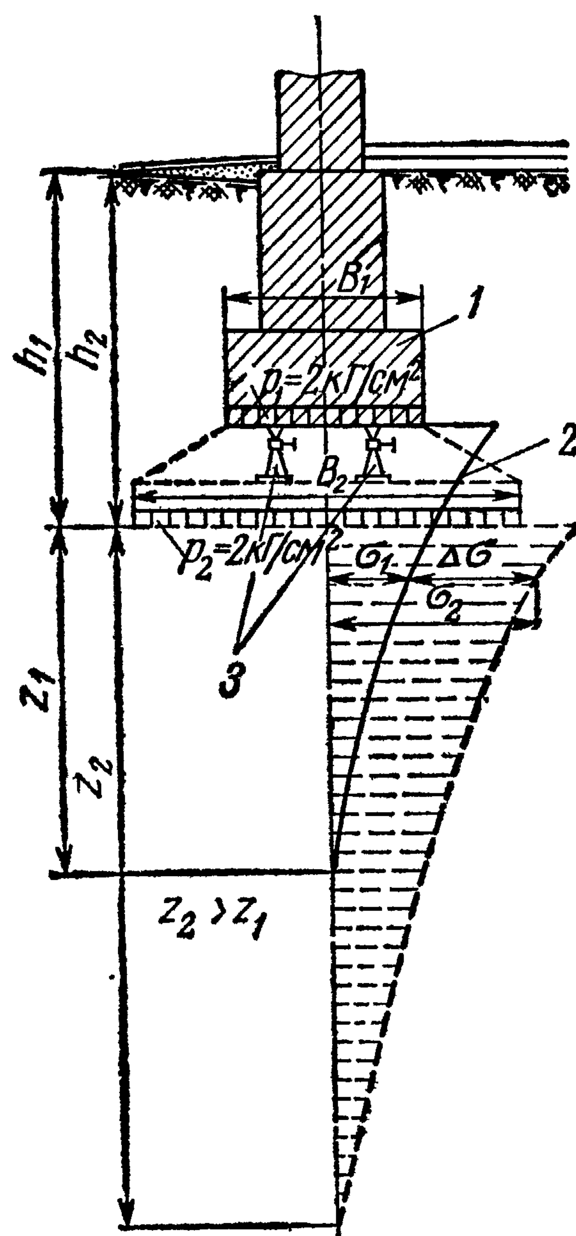


Рис. 178. Схема предварительного обжатия фундаментов с помощью домкратов:
1 — фундамент до надстройки и уширения подошвы; *2* — фундамент после надстройки и уширения подошвы; *3* — домкраты

Способы усиления фундаментов зависят от местных условий, качества грунтов, геологических напластований, грунтовых вод, конструкций зданий, от качества кладки фундамента и др. Поэтому переустройство фундаментов рассматривается как комплексная задача.

Если кладка фундаментов находится в плохом состоянии, то перед переустройством фундаментов ее упрочняют методом цементации. Для этого в фундаментной кладке пробуриваются отверстия для установки инъекторов.

С помощью инъектора в кладку вводят жидкий цементный раствор под давлением 2—10 *ат* в зависимости от кладки фундамента, а также от качества грунтов. Инъекторы располагают в шахматном порядке на расстоянии по осям от 50 до 160 *см* один от другого.

Восприятие дополнительной нагрузки от надстройки здания или от дополнительных механизмов можно производить с помощью уширения подошвы фундаментов без увеличения глубины ее заложения или подведением под существующий фундамент плиты, более широкой по сравнению с существующей. Для увеличения ширины подошвы фундаментов новые дополнительные части укладывают с одной, чаще с двух сторон (рис. 179), соединяя их штрабами или с помощью специальных металлических балок-поперечников, расположенных друг от друга на расстоянии 2—3 *м*.

В зависимости от прочности старых фундаментов и грунтовых условий котлованы для новой кладки лучше отрывать очередями с двух или с одной стороны фундамента с таким расчетом, чтобы в каждой очереди общее уменьшение площади передачи нагрузки на грунт от всего сооружения было не более 20%.

После отрывки котлована производят штрабление старых фундаментов. Лицевую часть их очищают от грязи и вместе со штрабами хорошо промывают.

При уширении фундаментов под подошвой новой уширенной части также проводят обжатие грунта с целью выравнивания несущей способности грунта под старой и новой частями фундамента.

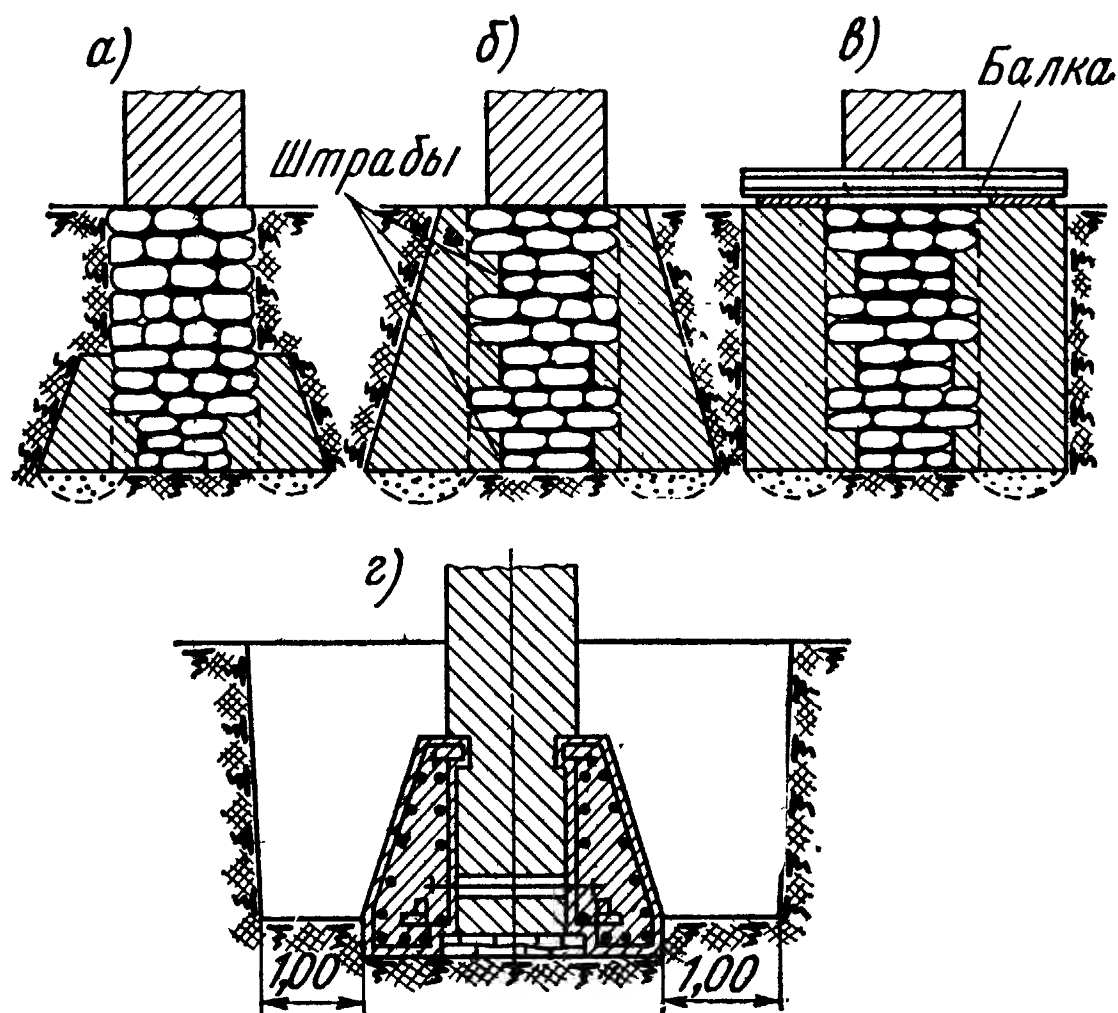


Рис. 179. Способы уширения подошвы фундамента:
а и *б* — устройство штраб; *в* — закладка балок; *г* — устройство новых железобетонных элементов

Это достигается трамбованием грунта с добавкой щебня или гравия. После уплотнения грунтов приступают к возведению новой кладки с тщательным соединением в штрабах со старой кладкой. Новые участки фундамента можно выполнять из бута, кирпича-железняка на цементном растворе, бетона, а иногда и железобетона. Если вводят поперечные металлические балки, расстояние между их низом и частями фундамента заклинивают полусухим цементным раствором, а отверстия, пробитые для них, заделывают кладкой на цементном растворе.

Иногда возникает необходимость замены слабых участков фундамента новыми. Для переустройства фундамента поступают следующим образом. Сначала откапывают котлован непосредственно около ослабленного участка, не доходя до подошвы фундамента примерно 50 *см*, чтобы предотвратить выпирание грунта из-под подошвы.

Затем осматривают поврежденный участок, производят разборку и замену его частями длиной до 1,5 *м* (рис. 180). Места соединения старых участков с новыми хорошо очищаются и промываются. Промежуток между старой и новой кладкой плотно заклинивают цементным раствором для обеспечения передачи полной нагрузки от здания на новый участок фундамента.

Более сложным случаем является полная замена старых фундаментов новыми без изменения их глубины и ширины подошвы. Работы в этом случае сводятся к следующему.

Фундамент делится на участки длиной по 1,0 — 1,5 *м* с установлением определенного порядка очередности выполнения работ, которые начинают одновременно в нескольких местах, обозначенных одинаковыми номерами. После подводки фундамента на одних участках переходят на следующие.

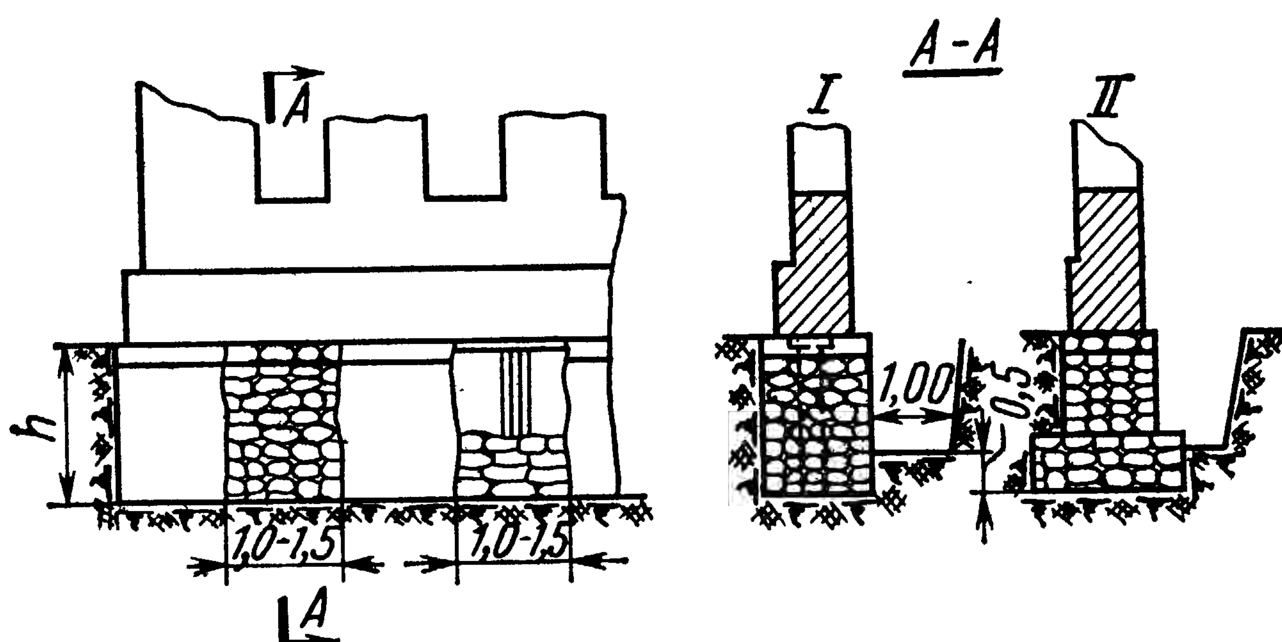


Рис. 180. Замена старого фундамента новым (участками в 1,0—1,5 *м*):

I — без уширения подошвы; *II* — с уширением подошвы

Подводка фундаментов начинается с наиболее слабых участков. В тех случаях, когда над фундаментами, которые подлежат переустройству, имеются недостаточно прочные стены, их усиливают балками, располагаемыми на уровне подошвы стены.

Самым сложным случаем переустройства фундаментов является подводка новых фундаментов с углублением и уширением подошвы. Работы выполняются с соблюдением строгой очередности и делятся на несколько основных этапов. Сначала по всей длине в местах, где фундаменты подлежат усилению (с одной или двух сторон), отрывают траншеи шириной 1,2 — 2,0 *м* на глубину до подошвы фундамента. После закрепления траншеи по низу слабых стен устанавливают балки-обвязки в изготовленные заранее штрабы. Чтобы балки-обвязки не выходили из стен, их скрепляют поверху металлическими поперечными балочками, которые приваривают к балкам-обвязкам, после чего в соответствии с очередностью, установленной проектом, отрывают на всю глубину колодцы с тщательным креплением их стенок.

По окончании этих работ можно приступить к разборке нижней

части фундамента и к удалению грунта, служившего основанием старого фундамента с обязательным и тщательным креплением.

После разборки всего старого фундамента, подлежащего изъятию, и откопки грунта до проектной отметки приступают к кладке нового фундамента, снимая крепление снизу вверх. Промежуток между старой и новой кладкой подвергают тщательной заделке полусухим цементным раствором состава 1 : 3. Отрытые вспомогательные колодцы засыпают, плотно утрамбовывая грунт и снимая снизу вверх крепления колодца, после чего переходят к следующей очереди работы.

При подводке и уширении фундамента часто приходится разгружать основание и фундаменты от нагрузки стен и перекрытий здания, т. е. вывешивать сооружение. Это можно сделать с помощью

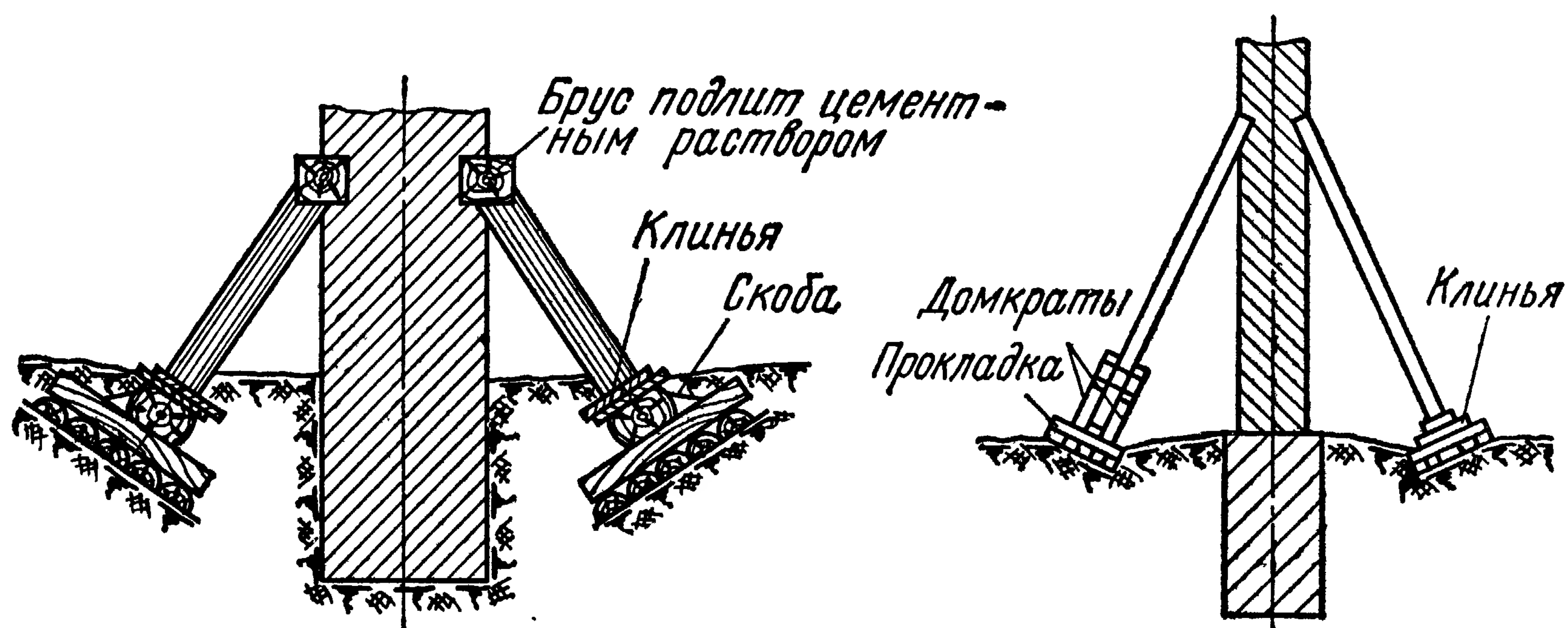


Рис. 181. Вывешивание здания с помощью двусторонних подкосов

двустороннего подкосного крепления, одностороннего подкосного крепления и разгрузочных балок.

Вывешивание сооружения двусторонним подкосным креплением осуществляется с помощью деревянных подкосов, укрепленных одним концом в гнезде стены (рис. 181), а другим — в специальных временных подушках, установленных на грунте.

Чтобы подкосы приняли нагрузку от сооружения и передали ее грунту, необходимо их предварительно обжать забивкой клиньев (при плотных грунтах) или с помощью домкратов (при значительных осадках подкосов).

Если нельзя ставить двухподкосное крепление, устанавливают одностороннее подкосное крепление. Для этого временную опору под подкос устанавливают более тщательно на бетонную подушку или плотно утрамбованный грунт (рис. 182). На деревянную опору-подушку ставится подкос, который вторым концом упирается в стену через горизонтально положенный к штрабу брус или отдельные для каждого подкоса гнезда. Низ подкоса упирается в брус, уложенный поперечно к верхнему ряду брусьев подушки.

Между подушкой или горизонтальным брусом и подкосом устанавливается домкрат или плотно забиваются клинья из дерева

твердых пород для предварительного обжатия грунта. Вертикально около стены подкос и горизонтальный брус соединяются между собой металлическими стяжками.

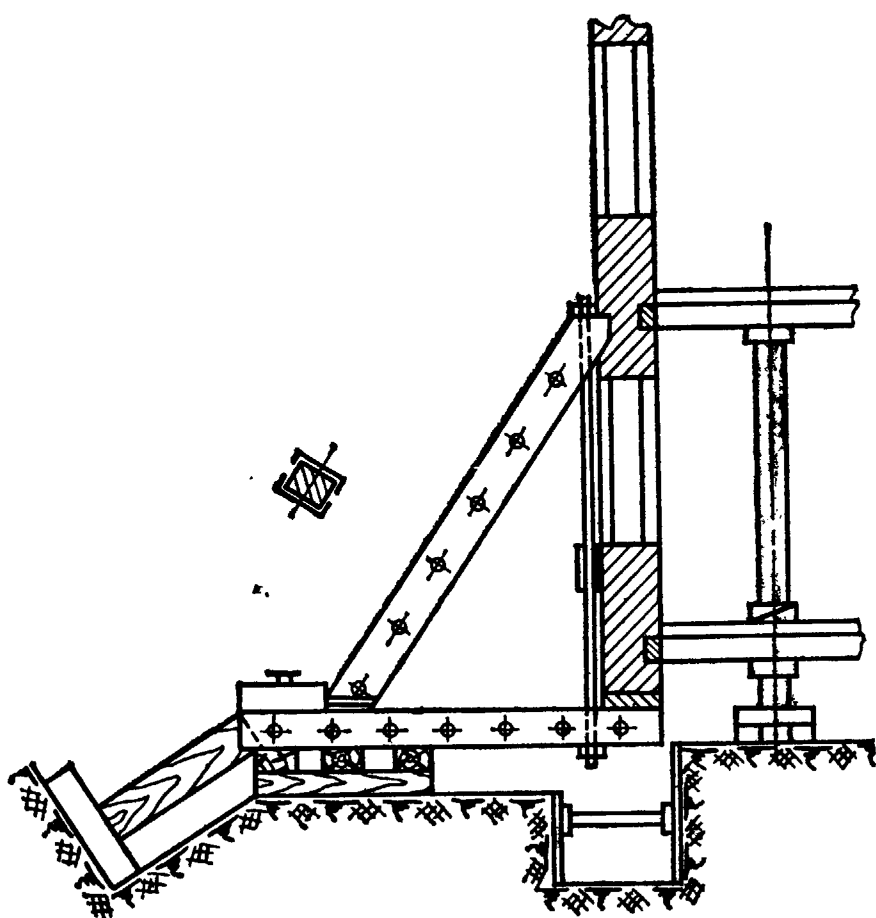


Рис. 182. Вывешивание стен здания с помощью односторонних подкосов

Третий способ вывешивания стен здания является более простым и удобным в сравнении с подкосным креплением. В качестве поперечных балок в отверстия, пробитые в нижней части стены на расстоянии 2—3 *м* одно от другого (рис. 183), можно укладывать деревянные брусья или металлические балки. Для каждой балки устраивают основание втрамбовыванием щебня в грунт или установкой бетонной подготовки.

Передача нагрузки на балки осуществляется с помощью заклинивания пространства между поперечными балками временными опорами или постановкой балок-обвязок.

При большой податливости грунта и при наличии грунтовых вод, затрудняющих заглубление фундамента путем подводки, прибегают к передаче нагрузки на надежный грунт устройством бетонных набивных свай.

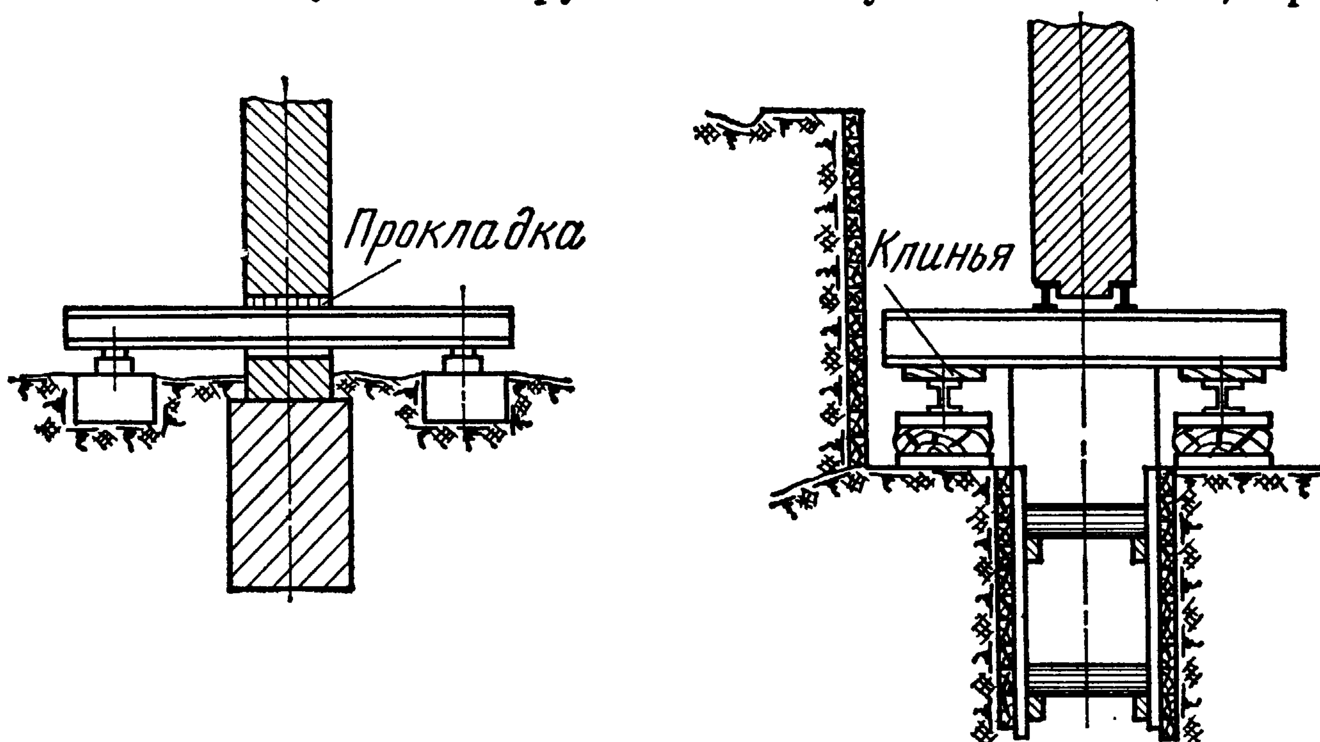


Рис. 183. Вывешивание стен разгрузочными балками

Закрепление только основания без разборки и подводки фундамента производится одним из методов закрепления грунта. Эти работы выполняются с поверхности без разработки грунта и, следовательно, без создания опасных положений, связанных с его откопкой.

РАЗДЕЛ IV

ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ

Довольно часто, особенно в условиях городского и промышленного строительства, приходится возводить сооружения на слабых, рыхлых и насыпных грунтах. В этих случаях грунт в естественном состоянии имеет нормативное сопротивление меньше фактического. Прежде чем возводить сооружения на таких грунтах, нужно повысить их прочность и устойчивость, что достигается созданием искусственных оснований: искусственными подсыпками; уплотнением грунта механическим путем; укреплением грунта химическим способом; устройством свайных фундаментов.

Глава 1

ИСКУССТВЕННЫЕ ПОДСЫПКИ ГРУНТА

Втрамбовывание в грунт щебня или гравия. Для уплотнения слабых водонасыщенных грунтов основания вместе с трамбованием их на уровне подошвы фундаментов можно применить втрамбовывание щебня, камня, гравия или кирпича-железняка. Для этого на верхний слой грунта основания насыпают слой крупного щебня высотой до 30 *см*, который ударами трамбовки уплотняется до тех пор, пока в промежутках между кусками щебня не покажется мягкий грунт. Затем на втрамбованный щебень насыпается еще слой и также трамбуется. Подсыпку щебня и трамбование повторяют до тех пор, пока удары трамбовки не перестанут давать осадку в верхнем слое грунта. Обычно щебень втрамбовывается на глубину 30—60 *см*.

Трамбованием щебня уплотняется не только рыхлый грунт основания, но и окружающий грунт (рис. 184).

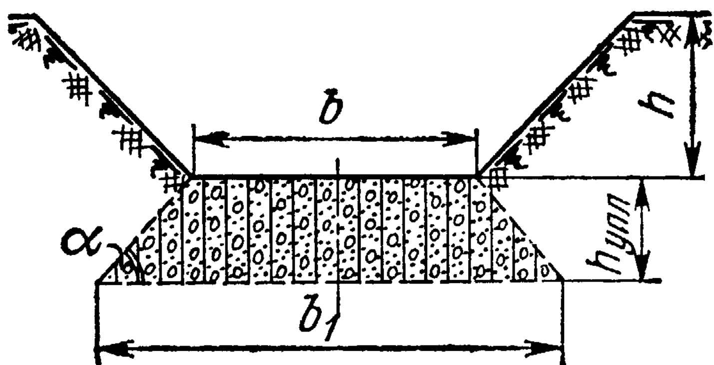


Рис. 184. Уплотнение грунта втрамбовыванием щебня

Песчаные подушки. Слабый грунт под подошвой фундамента можно заменить распределяющими песчаными подушками.

Песчаные подушки применяются в целях уменьшения общей величины осадки фундаментов, для повышения устойчивости основания, для замены части фундаментов песком в пучинистых грунтах, а также

когда прорезание слабых грунтов фундаментом становится неэкономичным.

Материалом для песчаных подушек служат пески крупные, средней крупности и мелкие без содержания пылеватых глинистых фракций и без органических примесей. Подушки отсыпают в котлован послойно от 15 до 30 *см* с проливкой водой и с обязательным уплотнением трамбованием или вибрированием. Песчаные подушки желательно устраивать в пределах здания под всеми фундаментами в целях получения более равномерных осадок. Их нецелесообразно применять при наличии переменного уровня грунтовых вод (так как подушки будут работать как дренаж), в условиях возможной суффозии частиц песка проточными грунтовыми водами и заиления песка, а также при напорных и грунтовых водах в пределах подушки и при заложении фундамента выше расчетной глубины промерзания.

Поперечное сечение песчаной подушки зависит от вида грунта, в котором она устраивается. В слабых оплывающих, сильно и неравномерно сжимаемых грунтах, не удерживающих откос и не воспринимающих активного бокового давления подушки, поперечное сечение ее должно быть таким, чтобы боковое давление поглощалось в самой подушке и не передавалось бы на грунт [17]. Размеры песчаной подушки необходимо устанавливать исходя из несущей способности грунта на уровне подошвы подушки, суммарной величины осадки самой подушки и подстилающего слоя, а также из возможных сдвигов внутри песчаной подушки под влиянием вертикальной нагрузки. Расчет песчаной подушки производится в следующей последовательности:

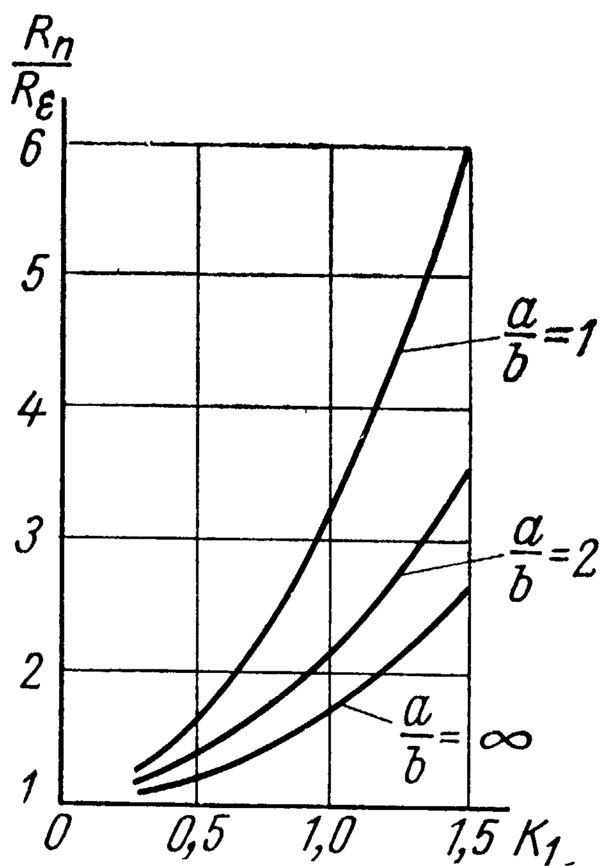


Рис. 185. График значений коэффициента K_1

1. Рассчитывается глубина заложения фундамента обычным методом, но с учетом замены слабого грунта песком. При этом $h_ф$ можно принимать равной 0,5 — 0,7 *м* независимо от глубины промерзания грунтов.

2. Определяется ширина площади подошвы фундамента b, опирающаяся на песчаную подушку.

3. Определяется предварительная высота песчаной подушки по формуле

$$h_п = bK_1,$$

где K_1 — коэффициент, который находится по графику (рис. 185) в зависимости от отношения нормативного давления на песок подушки на глубине $h_ф$ к нормативному давлению на слабый грунт $R^н$ на глубине $(h_ф + h_п)$. Кроме этого,

K_1 зависит от соотношения сторон подошвы фундамента $\frac{a}{b}$ (для ленточных фундаментов $\frac{a}{b} = \infty$).

4. Проверяется несущая способность подстилающего слабого слоя грунта на уровне подошвы песчаной подушки по формуле

$$p_{бH} + \alpha (p_{факт} - p_б) \leqslant R^н,$$

где $p_{бH}$ — бытовое давление грунта на глубине $H = h + h_п$;
α — коэффициент, который принимается меньше единицы;
$R^н$ — нормативное давление слабого грунта.

5. Находят ширину по низу песчаной подушки B по формуле проф. Б. И. Далматова исходя из следующих теоретических положений расчета на устойчивость песчаных подушек под жестким фундаментом.

На рис. 186, *а* и *б* представлены два возможных случая предельного равновесия: 1) поверхность скольжения, ограниченная углом β, проходит через вертикальную плоскость CF (рис. 186,*а*); 2) поверхность скольжения пересекает подошву песчаной подушки (рис. 186,*б*). Из рассмотрения многоугольника сил для второго случая можно написать

$$\operatorname{tg} (\beta - \varphi_п) = \frac{T_1 + E}{v - N_1}, \quad (а)$$

где $\varphi_п$ — угол внутреннего трения песка подушки.

Если принять распределение давления в окружающем грунте от собственного веса по гидростатическому закону и распределение давления по подошве подушки, возникающее от действия внешних сил и веса подушки, равномерным, то получим

$$E = \gamma_W h_п (h_ф + 0{,}5 h_п);$$

$$N_1 = \left[(p_{max} - \gamma_W h_ф) \frac{b}{B} + \gamma_W h_ф + \gamma_п h_п \right] a;$$

$$T_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi_1,$$

где φ_1 — угол трения песка о подстилающий грунт;
γ_W — объемный вес грунта выше подошвы подушки;
$\gamma_п$ — объемный вес песка подушки.

После подстановки величины E, N_1 и T_1 в уравнение (а) (и введя обозначения $n = \frac{b}{B}$ и $K = \frac{\gamma_п}{\gamma_W}$) будем иметь среднее максимальное давление под подошвой фундамента, соответствующее потере устойчивости подушки по принятой поверхности скольжения по второму случаю:

$$p_{max} = \frac{\gamma_W}{n} \cdot \frac{h_п (h_ф + 0,5 h_п) + a (h_ф + K h_п - n h_ф [\operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} (\beta + \varphi_п)]}{(B - a) \operatorname{tg} (\beta - \varphi_п) - a \operatorname{tg} \varphi_1} -$$

$$- \frac{[h_ф c + 0,5 (b + c + a) h_п K] \operatorname{tg} (\beta - \varphi_п)}{(B - a) \operatorname{tg} (\beta - \varphi_п) - a \operatorname{tg} \varphi_1}. \qquad (196)$$

При прохождении поверхности скольжения через точку F и выше (через вертикальную плоскость CF) значения N_1 и T_1 будут равны нулю и тогда для первого случая скольжения p_{max} будет равно

$$p_{max} = \frac{\gamma_W (b + c)^2 \operatorname{tg} \beta}{2b} \cdot \left[\frac{(b + c) \operatorname{tg} \beta + 2h_ф}{(b + c) \operatorname{tg} (\beta - \varphi_п)} - \frac{2h_ф c}{(b + c)^2 \operatorname{tg} \beta} - K\right]. \qquad (197)$$

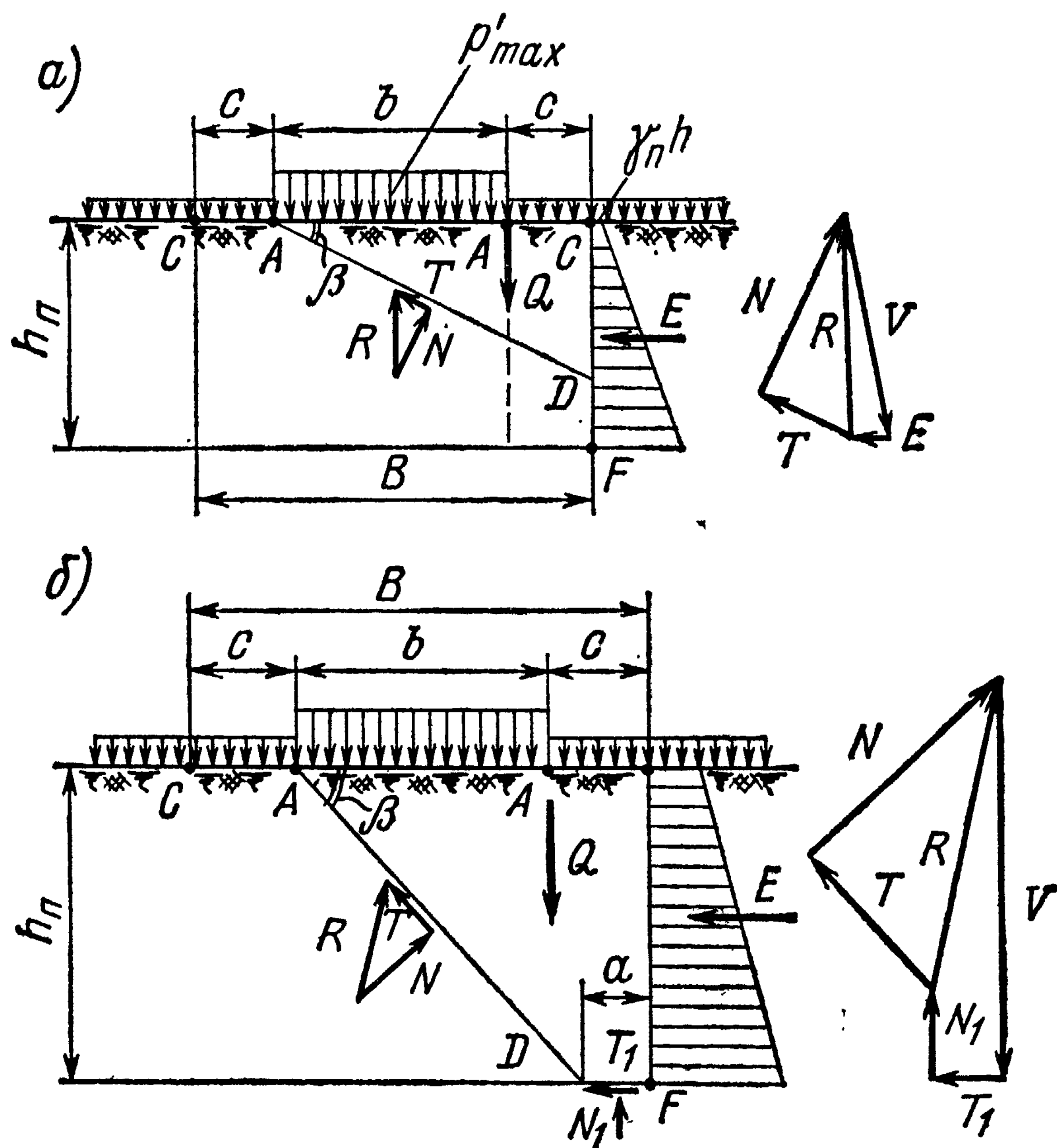


Рис. 186. Теоретические расчетные схемы при распределении p_{max} в песчаных подушках

Пользуясь вышеприведенными формулами, ширину песчаной подушки определяют методом последовательного приближения; задаваясь различными значениями угла наклона плоскости скольжения β, находят минимальное значение p_{max}, причем угол β должен быть не менее величины $\varphi_п$ — нормативного угла внутреннего трения песка подушки.

Изменяя угол наклона плоскости скольжения β, а значит и ширину подушки по низу B, подбирают такую величину p_{max}, которая будет равна или меньше нормативного давления грунта песчаной по-

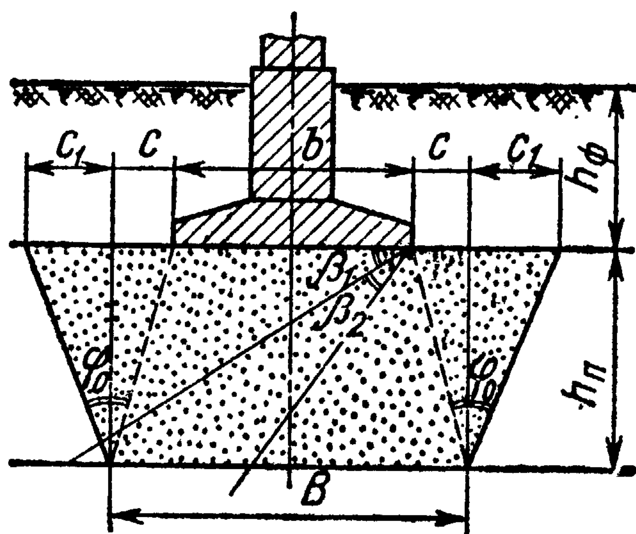


Рис. 187. Конструктивные размеры поперечного сечения песчаной подушки

душки (рис. 187). Выбранная таким образом ширина песчаной подушки будет оптимальной, а боковое давление от подушки уравновесится реакцией окружающего грунта E. Значения c_1 (см. рис. 187) определяются прямыми, проведенными под углом естественного откоса φ_0 к крайним точкам основания подушки.

Подсыпка из камня. Основания из каменной подушки устраивают исходя из двух соображений: уплотнения слабого иловатого грунта водоема и необходимости поднятия над дном водоема подошвы заложения фундамента сооружения. Подсыпки применяются главным образом при устройстве подпорных стенок набережных и в строительстве промышленных и гражданских сооружений, возводимых около речных и морских берегов и водоемов.

Такие подсыпки делают из камня в виде каменной наброски над поверхностью дна с целью уменьшения высоты наиболее дорогой части сооружения. Для устранения разрушения каменной наброски донными волнами на берме и на откосах со стороны воды укладывают крупные каменные массивы, которые являются защитными покрытиями.

При устройстве оснований в глинистых грунтах на дно водоема сначала отсыпается слой крупного песка, который служит препятствием для проникновения ила в поры каменной наброски и одновременно является фильтрационным слоем, свободно пропускающим воды из илистого основания.

Подсыпка из камня предотвращает вредное влияние местных перенапряжений в грунте глинистых оснований, когда в зонах пластических деформаций слабый грунт заменяется более прочными и устойчивыми каменными набросками. В этом случае каменные наброски располагаются по изолиниям наиболее устойчивого состояния оснований в соответствии с выводами механики грунтов.

Каменная наброска устраивается при значительных местных перенапряжениях в грунте под подошвой фундаментов, а также в случае, когда нельзя применить другой тип искусственного основания.

Глава 2

ИСКУССТВЕННОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТА

Механическое уплотнение грунта применяется главным образом для грунтов, на которых возводятся сооружения, малочувствительные к осадкам. Уплотнять можно глинистые, песчаные, макропористые и насыпные грунты.

Необходимость уплотнения устанавливается в зависимости от ожидаемой величины осадки Δh грунта от уплотнения [4]

$$\Delta h = \frac{\varepsilon_0 - 0,5\,(\varepsilon_{уп} - \varepsilon_{пр})}{1 + \varepsilon_0} \cdot h,$$

где h — толщина уплотняемого слоя, принимаемая ориентировочно: для глинистых грунтов $2\,d$ и для песчаных $2,5\,d$ (где d — диаметр трамбовки);

ε_0 — коэффициент пористости природного грунта;

$\varepsilon_{пр}$ — проектный коэффициент пористости грунта на глубине h; значение $\varepsilon_{пр}$ определяется исходя из объемного веса скелета грунта на глубине h, который должен быть не менее 1,50 — 1,65 $Т/м^3$ для глинистых грунтов, 1,55 $Т/м^3$ — для макропористых просадочных и 1,6 $Т/м^3$ — для песчаных грунтов;

$\varepsilon_{уп}$ — минимальное значение коэффициента пористости уплотненного грунта под подошвой фундамента, определяемое по формуле

$$\varepsilon_{уп} = \frac{W_{опт}\,\gamma_{уд}}{\Delta},$$

$W_{опт}$ — оптимальная влажность грунта при уплотнении.

Поверхностное уплотнение целесообразно производить в случае, если $\Delta h \geqslant 5$ для песчаных грунтов и $\Delta h \geqslant 7$—8 *см* — для глинистых.

Механическое трамбование грунтов производится укаткой, трамбованием, поверхностным вибрированием и осушением территории строительства.

Укатка дна котлована производится различными катками, отличающимися весом и конструкцией. По весу катки бывают легкие — 5 *Т*, средние — до 8 *Т* и тяжелые — 10 *Т* и выше. Применять их целесообразно для уплотнения связных грунтов, так как пески лучше уплотняются встряхиванием (вибрацией) и ударным трамбованием.

В последние годы большое применение нашли катки с резиновыми пневматическими шинами. Вес таких катков достигает 13 *Т* и больше.

Оптимальная высота уплотняемого слоя катком, по данным Н. Я. Хархута, определяется формулой

$$h_0 = 4\sqrt{\frac{qR}{E_0}},$$

где q — удельное давление катка, *кГ/см*;

R — радиус барабана катка;

E_0 — модуль деформации грунта (100—200 *кГ/см*²), который имеет большее значение для связных и меньшее — для несвязных грунтов.

Как показывают наблюдения, при уплотнении грунта катками имеет значение скорость перемещения катка. По данным проф. Н. И. Наумца, рациональная скорость катка с гладкими вальцами может быть подсчитана по формуле

$$v = \frac{h_0}{\pi\sqrt{\frac{q}{p_0 h_0 q}}},$$

где p_0 — удельная сила, необходимая для вмятия площади 1 *см*² рыхлого грунта на глубину 1 *см*. Численное значение $p_0 \approx 0{,}3$ *кГ/см*³.

Установлено, что наибольший эффект механического уплотнения получается при оптимальной влажности грунтов, при которой достигается наибольшая плотность грунта при наименьшей затрате энергии на единицу объема уплотняемого грунта.

Оптимальную влажность грунтов можно определить по формулам:

а) для глинистых грунтов

$$W_{\text{опт}} = W_{\text{р}} + (0{,}02 \div 0{,}03);$$

б) для песчаных грунтов

$$W_{\text{опт}} = \frac{0{,}7\varepsilon_0\gamma_{\text{в}}}{\gamma_{\text{уд}}},$$

где ε_0 — коэффициент пористости природного грунта;

$\gamma_{\text{в}}$ — удельный вес воды;

$W_{\text{р}}$ — влажностный предел раскатывания.

Применяется также метод поверхностного уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками весом до 4 *Т*.

Трамбование грунта производят сбрасыванием трамбовки с высоты 3—5 *м* до тех пор, пока понижение дна от одного удара не достигнет установленной опытным путем величины осадки грунта [31]. Установлено, что при трамбовании дно траншеи понижается на 35 *см*, а уплотнение распространяется в грунте на толщину 1,5 — 2,5 *м*.

Применение уплотнения грунта способствует повышению нормативного давления на грунт на 20—40% от нормативного давления неуплотненного грунта, уменьшению водопроницаемости и устранению просадок.

При уплотнении несвязных грунтов, содержащих не более 8—9% глинистых частиц, с большим эффектом может применяться **метод поверхностного вибрирования,** который целесообразно применять при возведении песчаных подушек, подсыпок и т. п.

Наиболее эффективен метод поверхностного вибрирования в том случае, когда частота вынужденных колебаний совпадает с частотой собственных колебаний уплотняемого грунта, т. е. когда будет иметь место явление резонанса. Существуют специальные поверхностные вибраторы большой и малой мощности. Поверхностные вибраторы малой мощности уплотняют песчаный грунт только на глубину 20 *см*. Мощные поверхностные вибраторы могут производить уплотнение грунта на глубину до 2 *м* и, как указывает Д. Д. Баркан, можно создать вибраторы с уплотнением грунта на глубину до 3—5 *м*.

Для расчета глубины уплотнения грунта поверхностным вибрированием рекомендуется формула Д. Д. Баркана [20]

$$h = -\frac{1}{\gamma} l_{п} \left(1 - \frac{1}{\beta\eta_0} \cdot l_{п} K_0\right);$$

$$\gamma = 0{,}39\,\frac{2\pi}{L} - \frac{1}{lk}\, l_{п}\, \frac{l\pi}{L \sin\frac{2\pi}{L}\, lk}, \qquad (198)$$

где l — полуширина основания вибратора;
L — длина волны, получаемая вибратором;
k — коэффициент, принимаемый от 2 до 3;
K_0 — коэффициент рыхлости грунта до уплотнения, равный 0,8;
β — коэффициент виброуплотнения, равный 0,7;
η — ускорение колебаний вибратора.

В работах Н. И. Наумца приводится формула для определения толщины уплотняемого слоя виброуплотнителем

$$h = \frac{\alpha y_{в} + y_{г}}{\alpha y_{в}^2} + \sqrt{\frac{(\alpha y_{в} + y_{г})^2}{y_{в}^2 \alpha^4} - \frac{2}{\alpha^2}},$$

где α — коэффициент затухания, равный $\alpha \approx 0{,}025$;
$y_{в}$ — амплитуда колебаний виброуплотнителя, *см*;
$y_{г}$ — минимальная амплитуда колебания грунта на глубине h, при которой происходит уплотнение.

Поверхностный метод вибрирования применяется для связных грунтов со значительным количеством глинистых частиц.

Применяется также комбинированный метод уплотнения грунтов, при котором процесс уплотнения ведется одновременно высокочастотным вибратором, осуществляющим непрерывное тиксотроп-

ное разжижение грунта, и трамбовкой прессующей плитой или катком, действующими в зоне вибрации и уплотняющими грунт.

Этот метод позволяет увеличить эффективность уплотнения в 4—5 раз в сравнении с обычным методом трамбования.

Уплотнение связных грунтов методом вибротрамбования можно довести до глубины 0,5 — 0,7 *м* с повышением нормативного давления на грунт.

Глубинная вибрация и гидровиброуплотнение. В тех случаях, когда основание состоит из песков различной крупности или из пылевато-иловатых песчаных грунтов, следует уплотнять его глубинными вибраторами.

Способ глубинного виброуплотнения начал применяться в СССР с 1939 г.

Глубинная вибрация представляет собой уплотнение грунта глубинными вибраторами с одновременным применением искусственного увлажнения грунта.

Эффект виброуплотнения и скорость погружения вибратора в грунт зависят от влажности грунта. Влажность, при которой грунт хорошо уплотняется, соответствует степени влажности, равной 0,8. Поэтому при гидровиброуплотнении стараются искусственно довести влажность в уплотняемом грунте до состояния, близкого к полному водонасыщению.

Для глубинного уплотнения необходимы глубинные высокочастотные вибраторы с числом оборотов в минуту от 2900 до 6000. Рабочая часть вибратора имеет форму булавы с диаметром не более 20—30 *см*.

Для уплотнения грунтов на глубину до 2,5 *м* используются вибраторы марки ВЛ-1, ВДР и вибролопата ЦВ-2, из которых лучшим является вибратор типа ВЛ-1. В последнее время стал применяться вибратор В-76. Мощные вибраторы конструкции И. А. Физделя предназначены для уплотнения песчаных грунтов на глубину 5—7 *м*.

Для глубинного уплотнения песчаных грунтов может применяться гидровибратор С-629 конструкции ВНИИСтройдормаша. Этот вибратор может уплотнять грунт на глубину до 5—10 *м*.

Вес вибратора может быть до 200 *кГ*.

Качество уплотнения грунта может быть проверено пробными статическими нагрузками или методом динамического зондирования.

Чтобы обеспечить хорошее качество работ по виброуплотнению, погружение вибраторов следует производить в шахматном порядке на расстоянии до 0,7 — 1,0 *м* друг от друга.

Зона уплотненного грунта при применении мощных глубинных вибраторов не превышает 3 *м* с радиусом уплотнения до 1,5 *м*. Радиус уплотнения возрастает с увеличением ускорения колебаний вибратора и коэффициента виброуплотнения и зависит от степени плотности, упругих свойств грунта и радиуса вибратора. Для вибраторов типа ВДР-1 величина радиуса уплотнения не превосходит 0,5 *м*.

Радиус уплотнения можно определить по формуле

$$r = \sqrt{\frac{K\beta\eta}{l_п K_0}}, \qquad (199)$$

где $\eta = \frac{A_0\omega}{g}$;

A_0 — амплитуда колебаний;

ω — частота колебаний;

β — коэффициент виброуплотнения ($\beta \approx 0{,}5$);

K_0 — коэффициент рыхлости, соответствующий начальному состоянию грунта: $K_0 = 1 - D_0$;

D_0 — степень начальной плотности грунта;

$$K = \sqrt{5(c_1^2 - c_2^2)};$$

c_1 и c_2—коэффициенты, зависящие от упругих свойств и характеристик глубинного вибратора (радиуса, амплитуды и частоты).

Погружение вибратора в грунт происходит под тяжестью собственного веса. Уплотнение грунта протекает при медленном подъеме вибратора на поверхность.

Наряду с этим нужно отметить интересное явление, заключающееся в том, что глубинные вибраторы, имеющие различные амплитуды колебания по высоте вибрирующей части вибратора, обладают свойством самопроизвольного подъема (выталкивания) из уплотняемой среды при наличии больших амплитуд в вертикальной части вибратора, и опускания (засасывания) — при наличии больших амплитуд в нижней его части.

Гидровиброуплотнением удавалось уменьшить пористость грунта на 10—12% и увеличить нормативное давление на него до 3,5 — 4,0 *кГ/см*².

Уплотнение грунта песчаными и грунтобетонными сваями. Слабые, рыхлые грунты можно уплотнить с помощью небольших свай из бетона, грунтобетона или песчаного грунта.

Способ повышения несущей способности рыхлых грунтов с помощью песчаных свай был предложен еще в 1840 г. русским ученым М. С. Волковым и в 1886 г. проф. В. И. Курдюмовым.

В настоящее время имеется несколько приемов устройства свай с целью уплотнения грунтов: а) с помощью инвентарных сердечников; б) с использованием энергии взрыва; в) вибропесчаными набивными сваями.

Уплотнение грунта песчаными и грунтовыми сваями производится на такую глубину, ниже которой давление от фундамента на менее уплотненный грунт является допустимым. Глубину уплотнения определяют так же, как высоту песчаной подушки. Нормативное давление на уплотненный грунт на уровне подошвы фундамента принимают, как и для обычного грунта того же наименования, но с характеристиками уплотнения.

Площадь уплотняемого основания принимается больше площади фундамента на 0,1 b с каждой стороны фундамента (b — меньшая сторона фундамента), но не менее 0,5 *м*:

$$F = 1{,}2b\,(l + 0{,}2b),$$

где l — бóльшая сторона фундамента.

Глубина уплотнения принимается в зависимости от вида грунтов, их геологического напластования, гидрогеологических особенностей. Практически целесообразным считается уплотнять грунт на глубину до 3—5 *м*.

Количество грунтовых свай N в уплотняемом основании из макропористых грунтов под отдельные фундаменты можно вычислить по формуле

$$N = \frac{\Omega}{f} \cdot F_0, \qquad (200)$$

где Ω — площадь сечения грунтовых свай на 1 $м^2$ уплотняемого основания, $\Omega = \frac{[\varepsilon]_{max}}{1+\varepsilon_н}$;

F_0 — площадь фундамента;

$[\varepsilon]_{max}$ — коэффициент максимальной макропористости грунтов;

$\varepsilon_н$ — коэффициент первоначальной общей пористости;

f — площадь сечения одного отверстия или одной грунтовой сваи.

Диаметр отверстий по условиям производства работ считается наиболее рациональным в пределах 20—40 *см*.

Располагают сваи в шахматном или рядовом порядке с расстоянием между осями от $L_{max} = d + 2\delta_0$ до $L_{min} = d + \delta_0$ (рис. 188).

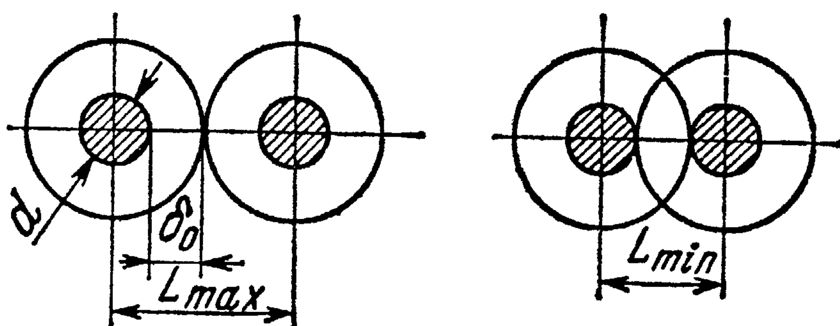


Рис. 188. Расположение свай в плане

На основании теоретических и экспериментальных исследований Н. И. Наумец и О. Г. Денисов предложили формулу для подсчета размеров уплотненной зоны:

$$\delta_0 = \frac{d}{2} + \sqrt{\frac{d^2}{4} - q}\ см,$$

где q — коэффициент, равный $q = \frac{1}{4}\left(d^2 - \frac{\gamma_г d^2}{\gamma_г - \gamma_р}\right)$;

d — диаметр отверстия, *см*;

$\gamma_р$ — объемный вес грунта до уплотнения, $Г/см^3$;

$\gamma_г$ — средний объемный вес грунта после уплотнения, $Г/см^3$.

При обычно применяемом диаметре скважин для грунтовых свай (40 *см*) и пористости лёссовидного грунта 47—50% расстояние между

осями свай составляет примерно 100 *см*, а расстояние между рядами свай — 85 *см*. Число свай по ширине и длине фундамента независимо от расчетного количества должно быть не менее трех.

Вес суглинистого грунта g, необходимый для набивки 1 *м* грунтовой сваи, должен быть не менее

$$g = \frac{f\gamma_{уд}}{1+\varepsilon_1}\left(1+\frac{W_1}{100}\right),$$

где f — средняя площадь поперечного сечения сваи;

W_1 — влажность уплотняемого грунтового материала сваи, равная влажности на границе раскатывания;

ε_1 — коэффициент пористости грунта в теле сваи после его уплотнения.

При уплотнении грунта с использованием энергии взрыва пробивается или пробуривается скважина-шпур на всю глубину уплотнения. В скважину-шпур диаметром 60—80 *мм* опускается заряд, состоящий из цепочки патронов взрывчатого вещества (аммонит) небольшого веса.

Для свободного выхода газа наружу устье скважины до опускания заряда расширяется в виде воронки диаметром поверху 30—40 *см*. В результате взрыва зарядов получаются скважины различной конфигурации по высоте диаметром 40—50 *см*. Полученные отверстия заполняются грунтом с влажностью на границе раскатывания. Заполнение отверстий производится порциями грунта весом по 100—120 *кГ* с трамбованием. При высоте подъема трамбовки 2—3 *м* максимальная плотность грунта достигается 5—8 ударами.

Наиболее дешевым способом уплотнения является глубинное уплотнение грунтовыми сваями.

Всесоюзным научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений разработана новая технология устройства песчаных свай виброметодом в водонасыщенных рыхлых грунтах [47].

Глубинное уплотнение грунта песчаными сваями назначается в том случае, когда

$$S_{ест} > f, \quad (201)$$

где $S_{ест}$ — расчетная величина осадки основания здания на естественном грунте, *м*, вычисляемая по формуле

$$S_{ест} = \eta_{ест}\sqrt{F}\cdot R_{ест}^2, \quad (202)$$

$\eta_{ест}$ — коэффициент осадки грунта естественного залегания, $м^4/T^2$, зависящий от среднего объемного веса грунта (табл. 39);

F — площадь подошвы фундамента, $м^2$;

R — нормативное давление на грунт основания под подошвой фундамента, $T/м^2$;

f — допускаемая величина осадки здания.

Таблица 39

γ_0, $T/м^3$	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6	1,65	1,7	1,75	1,8	1,85	1,9
$\eta_{ест}$, $м^4/T^2$	10	6,7	4,5	3	2	1,4	0,9	0,6	0,4	0,3	0,2

Расчет глубинного уплотнения грунта песчаными сваями сводится к следующему:

1) определяют величину сжимаемой толщи грунта;

2) принимают глубину уплотнения грунта H_1, равную не менее 5—6 *м* от подошвы фундамента и не более $H_{акт}$;

3) находят расстояние между центрами песчаных свай по формулам:

а) при глубине уплотнения, равной $H_{акт}$,

$$L=\left(\frac{3f}{S_{ест}}+1\right)d;$$

б) при глубине уплотнения меньше сжимаемой толщи

$$L=\left[\frac{3(f-S_0)}{S_{ест}}+1\right]d,$$

где S_0 — осадка слоя естественного грунта, залегающего между границами уплотненной и сжимаемой зон — $S_0 = (H_{акт}-H_1)$; для определения этого слоя находят модуль сжатия естественного грунта по формуле

$$E_0=\frac{a_0}{\eta_{ест}R_{ест}};$$

d — диаметр песчаной сваи;

a_0 = 0,87 (квадратный фундамент) и 0,66 (ленточный фундамент);

4) размещают сваи в плане.

Нормативное давление на грунт, уплотненный песчаными сваями, принимается в 2—3 раза больше $R_{ест}$.

Глубинное уплотнение слабых водонасыщенных пород вибронабивными песчаными сваями позволяет в несколько раз уменьшить осадку сооружений и увеличить нормативное давление на грунт.

Средняя производительность виброустановки позволяет изготовлять около 60 песчаных свай за смену.

Грунтовые сваи экономичны, не подвержены коррозии, на их изготовление не расходуется металл, цемент и дерево, но при производстве работ необходимо тщательно контролировать качество их выполнения.

Глава 3

СТАБИЛИЗАЦИЯ И ИСКУССТВЕННОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТА

Широкое развитие строительства зданий и сооружений на слабых грунтах поставило новые задачи в области фундаментостроения: создание способов, искусственно изменяющих строительные свойства слабых грунтов, например повышение прочности и водоустойчивости, создание противофильтрационных завес и др.

В связи с этим большое внимание было уделено развитию теории о поглощенных катионах в грунте, физико-химических процессах, об образовании пленок на частицах грунта и об отношении к воде грунтовых частиц. На базе научных достижений в области механики грунтов, грунтоведения и почвоведения, а также изучения процессов естественной цементации грунтов разработаны следующие методы искусственного укрепления и окаменения грунтов: цементация, силикатизация, смолизация, электрохимическое укрепление, улучшение свойств грунтов доменными гранулированными шлаками и др.

Цементация грунтов оснований. В промышленном и гражданском строительстве цементация является одним из способов улучшения строительных свойств грунтов, главным образом кавернозных скальных пород, гравелистых, галечных и песчаных.

Цементация заключается в том, что в предварительно пробуренные скважины или забитые трубы под давлением нагнетается раствор из цемента и воды (цементное молоко) или с добавлением к цементу мелкого песка, глины и других заполнителей (тампонажные растворы). Раствор заполняет пустоты и трещины грунта, где он твердеет и превращает грунт в водонепроницаемый прочный монолит.

При помощи цементации достигают следующее:

1) заполняются пустоты карстового и другого происхождения в скальных основаниях;

2) снижается фильтрация скальных и гравелистых грунтов в основаниях сооружений и уменьшается действие взвешивающего давления воды на подошву фундаментов;

3) скальные основания предохраняются от химического разрушения и явления суффозии;

4) получают водонепроницаемые соединения подошвы фундамента со скальным грунтом основания;

5) устраивают временные цементационные завесы при разработке различных котлованов;

6) создают прочные искусственные основания в слабых песчано-гравелистых грунтах и шлаковых отсыпках.

Нагнетание раствора производится одновременно на всю высоту предварительно пробуренной скважины или последовательно по зонам: сверху вниз — методом «нисходящих» зон или снизу вверх — методом «восходящих» зон (рис. 189).

Цементация может быть поверхностная и глубинная. Поверхностная цементация производится на глубину до 6 *м* от подошвы фундамента для создания прочного основания. Глубинная цементация применяется для устройства вертикальных противофильтрационных завес.

Расстояние между рядами скважин и между скважинами в каждом ряду для двух- и многорядных завес, а также при сплошной цементации (поверхностной) устанавливается в зависимости от величины удельного водопоглощения.

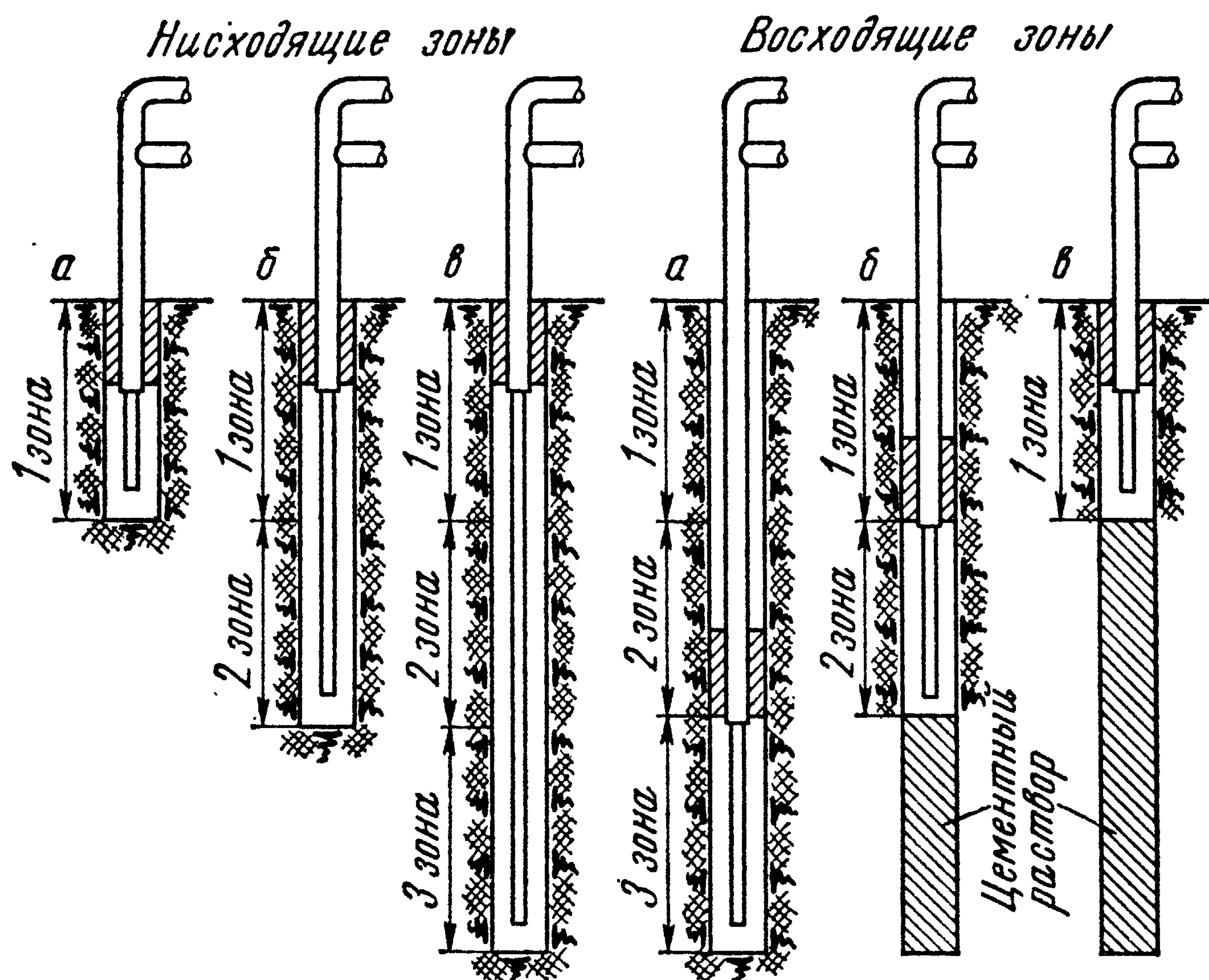


Рис. 189. Методы нагнетания цементного раствора в грунт

Распространение цементного раствора в грунтах может быть принято в зависимости от крупности частиц грунта от 0,1 до 1,5 *м*.

В зависимости от глубины цементации, состояния и прочности скального грунта скважины пробуриваются на глубину до 12 *м* диаметром от 30 до 200 *мм* в зависимости от принятого вида бурения и типа труб — инъекторов.

В гравелистых и песчаных грунтах бурение скважин обычно не производится. Вместо этого забивают цельнотянутые стальные трубы диаметром 50—60 *мм*, снабженные съемными наконечниками. После забивки в трубы под большим давлением нагнетается вода для освобождения их от съемных наконечников; одновременно со снятием наконечников трубы поднимаются на 10—15 *см*. Схема инъектора для цементации с возвратной циркуляцией показана на рис. 190. При возвратной циркуляции цементный раствор нагнетается по внутренней трубке и проникает в поры грунта. Излишек раствора,

пройдя через грунт, проникает в наружную трубку и по средней трубке поднимается обратно в бак.

Нагнетание раствора производится под давлением 5—7 *ат*. Под влиянием цементации грунт приобретает прочность до 35 *кГ/см*^{2}. Движение цементного раствора в трещинах и порах грунта возможно только в том случае, если размер зерен цемента в 4—5 раз меньше размера трещин или пор.

Вся работа по цементации грунтов должна проводиться в соответствии с техническими условиями на цементацию трещиноватых скальных пород и гравелистых грунтов, а также согласно СНиП III-Б.5—62.

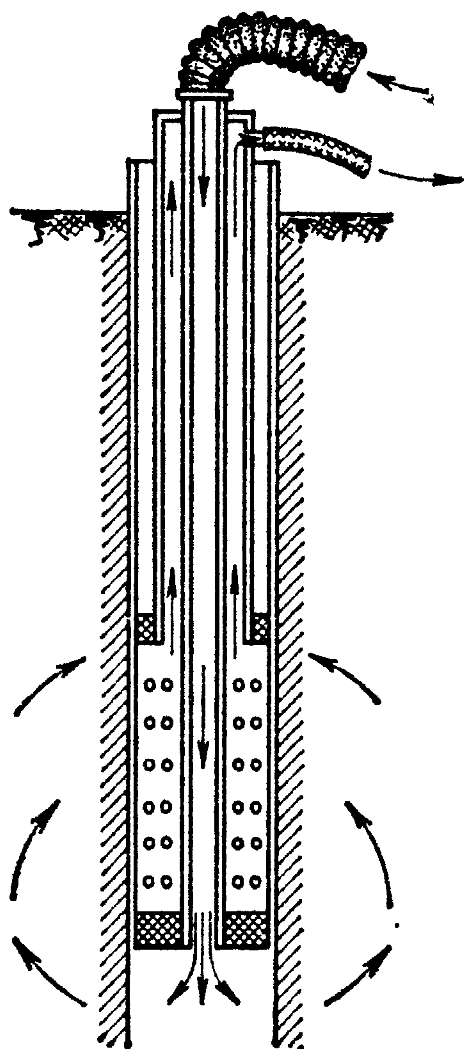


Рис. 190. Схема инъекторов для цементации с возвратной циркуляцией

Силикатизация и смолизация грунтов. Способ силикатизации и смолизации заключается в том, что в грунт через систему перфорированных металлических трубок (инъекторов) под давлением 5—6 *ат* нагнетается два или один раствор. В результате химической реакции грунт быстро и хорошо закрепляется, становясь более прочным, водонепроницаемым и водоустойчивым.

Силикатизация применяется для увеличения несущей способности грунтов под фундаментами зданий и сооружений, предотвращения просадок лёссов, придания водонепроницаемости пескам и плывунам, создания противофильтрационных завес, защиты котлованов от притока грунтовых вод и при проходке шахт, штолен и других подземных выработок.

Практика применения способа силикатизации грунтов полностью подтвердила его эффективность. На рис. 191 приведен ряд примеров закрепления грунта методом силикатизации.

Для закрепления песчаных сухих и водонасыщенных грунтов применяется двухрастворный способ силикатизации. При этом методе в грунт нагнетается поочередно жидкое стекло (раствор силиката натрия) и раствор хлористого кальция.

При закреплении плывунов (пылеватые пески) и лёссовых грунтов применяется однорастворный способ силикатизации: в грунт нагнетается заранее заготовленный раствор жидкого стекла с фосфорной кислотой или без фосфорной кислоты (при содержании в лёссах некоторого количества кальция).

В зависимости от коэффициента фильтрации применяется один из способов силикатизации:

1) для сухих и водонасыщенных песков при коэффициенте фильтрации $K_ф$ от 2 до 80 *м/сутки* применяется двухрастворный метод силикатизации;

2) для мелких грунтов, залегающих выше уровня грунтовых вод, при $K_ф$ от 0,1 до 2 *м/сутки* — однорастворный способ силикатизации.

За последние годы в связи с развитием химической промышленности начал внедряться метод закрепления мягких песков карбамидной смолой — смолизация [84]. Такая работа проводилась в г. Ленинграде по укреплению грунтов под фундаментами здания театра оперы и балета.

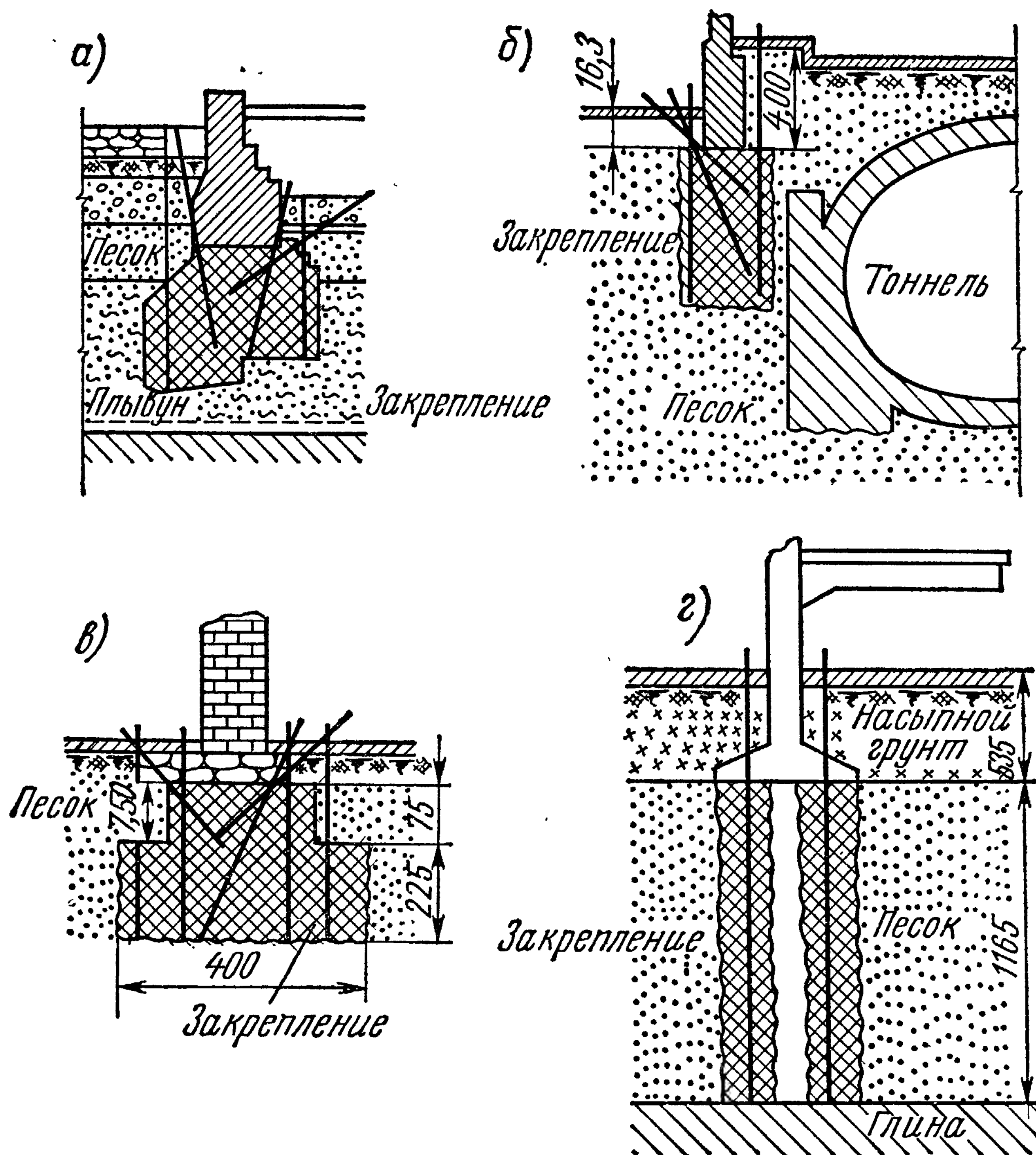


Рис. 191. Примеры силикатизации грунтов плывунного типа

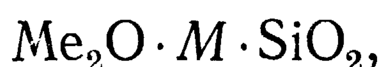
В СССР опыты по закреплению водонасыщенных песчаных грунтов с $K_ф$ от 25 до 20 *м/сутки* проводились с мочевино-формальдегидной и меламино-формальдегидной смолой. В качестве отвердителя раствора смолы применялась щавелевая кислота. Был подобран состав из 50-процентной мочевино-формальдегидной смолы (МФ-17), 4-процентной щавелевой кислоты и 0,5-процентной метил-силиката натрия. Прочность закрепленных образцов грунта на сжатие достигала 55 *кГ/см*² в воздушной среде и при хранении в водной среде — до 15 *кГ/см*². Применяется также меламино-мочевино-формальдегидная смола (ММ-2), которая закрепляет песчаные грунты до прочности на сжатие 112 *кГ/см*².

Согласно СНиПу закрепление грунтов смолизацией должно проводиться путем нагнетания в них гелеобразующей смеси, приготовленной из разбавленного раствора карбамидной смолы (крепителя М) и раствора соляной кислоты. Карбамидная смола должна иметь удельный вес 1,15—1,20 и вязкость по Фору — Энглеру 4—10.

Для увеличения зоны распространения раствора с одновременным понижением давления при его нагнетании в лёссовые грунты предложен **метод электросиликатизации грунтов.** Этот метод основан на проникновении в грунт с коэффициентом фильтрации менее 0,1 *м/сутки* раствора жидкого стекла под давлением и при действии постоянного электрического тока. При этом в грунте происходят электрохимические реакции, в результате которых получаются нерастворимые соединения и грунтовый скелет укрепляется. При электросиликатизации грунт, поры и капилляры которого заполнены электролитом (жидким стеклом), рассматривается как двухфазная система. Ввиду повышенной влажности электролита и наличия адсорбционного слоя водопроницаемость грунта будет незначительной или совсем отсутствовать. При подключении постоянного тока создается разность потенциалов, которая направляет движение ионов адсорбционного слоя к катоду и, увлекая остальной электролит, расширяет капилляр. Вместе с увеличением фильтрации в грунте происходят электрохимические процессы, при которых в межэлектродной зоне образуется гель кремниевой кислоты, адсорбированный на частицах грунта. Расстояние между анодом и катодом берется в пределах от 0,3 до 0,6 *м* в зависимости от коэффициента фильтрации грунта. Этот метод применялся при укреплении грунтов под зданием Областного дома Советов в г. Ростове-на-Дону.

Для силикатизации применяется жидкое растворимое стекло.

Химическая формула растворимого стекла имеет вид



$$Me_2O \cdot M \cdot SiO_2,$$

где Me — щелочной металл;

M — отношение числа молекул кремниевой кислоты (SiO_2) к числу молекул щелочи (при натриевом силикате Na_2O).

При однорастворном способе силикатизации плывунов и песчаных грунтов применяется гелеобразующий раствор из жидкого стекла и фосфорной кислоты (силиказоль).

Гелеобразующий раствор приготовляют непосредственно перед инъекцией его в грунт.

При однорастворном способе силикатизации лёссов применяется жидкое стекло с удельным весом 1,13 и с модулем силиката — 2,5—3,0.

Для управления процессом химического закрепления при силикатизации грунтов необходимо знать основные реакции, которые происходят между раствором жидкого силиката, раствором хлористого кальция, фосфорной кислоты и частичками грунта.

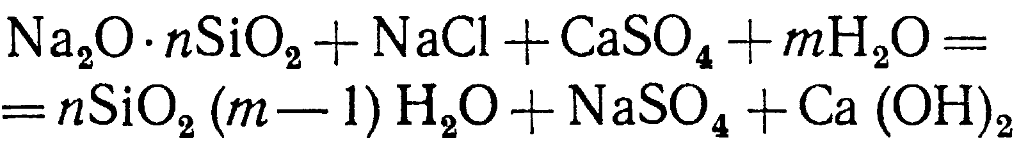
На основании последних данных химическую реакцию взаимодействия жидкого стекла с раствором хлористых солей при двухрастворном способе силикатизации можно представить в следующем виде:



$$Na_2O \cdot nSiO_2 + CaCl_2 + mH_2O = nSiO_2 \cdot (m-1)H_2O + Ca(OH)_2 + 2NaCl$$

Как видно из формулы, в результате химической реакции, происходящей в порах грунта между нагнетаемыми растворами, выделяется гидрогель кремниевой кислоты, и грунт прочно и на длительное время закрепляется.

Докт. техн. наук В. В. Аскалонов считает, что при силикатизации лёссовых грунтов однорастворным способом при взаимодействии силикатосолевого раствора с лёссовыми грунтами происходит та же реакция, что и при силикатизации двухрастворным способом, а именно:



$$Na_2O \cdot nSiO_2 + NaCl + CaSO_4 + mH_2O =$$
$$= nSiO_2 (m-1) H_2O + NaSO_4 + Ca(OH)_2$$

Расстояние между рядами инъекторов определяется по формуле

$$A = 1{,}5\ r,$$

а расстояние между инъекторами — по формуле

$$B = 1{,}73\ r,$$

где r — радиус закрепления грунта от одного инъектора; назначается в зависимости от коэффициента фильтрации (табл. 40).

Таблица 40

Грунты и способы закрепления	Коэффициент фильтрации $K_ф$, *м/сутки*	Радиус закрепления r, *м*
Пески (двухрастворная силикатизация)	2—20 10—20 20—50 50—50	0,5—0,4 0,4—0,6 0,6—0,8 0,6—1,0
Плывуны (однорастворная силикатизация)	0,9—0,5 0,5—4,0 1,0—2,0 2,0—5,0	0,3—0,4 0,4—0,6 0,6—0,8 0,8—1,0
Лёсс (однорастворная силикатизация)	0,1—0,3 0,3—0,5 0,5—1,6 1,0—2,0	0,3—0,4 0,4—0,6 0,6—0,9 0,9—1,0

Грунт закрепляется по «зонам-заходкам», причем величина одной заходки определяется длиной перфорированной части инъектора плюс 0,5 r и в среднем составляет 0,75 — 1,0 *м*. Размещаются заходки так, чтобы весь силикатизированный грунт был ниже промерзания грунта.

При двухрастворном способе силикатизации всегда сначала нагнетается в грунт жидкое стекло, а затем хлористый кальций.

Разрывы по времени между нагнетанием жидкого стекла и раствора хлористого кальция при силикатизации водонасыщенных песков не должны быть более указанных в табл. 41.

Таблица 41

Скорость грунтовых вод, *м/сутки*	Перерывы, *ч*
0	24
0,5	6
1,5	2
3	1

Растворы должны нагнетаться равномерно и медленно. Расход раствора рекомендуется: для песков в зависимости от $K_ф$ — от 1 до 5 *л/мин*; для плывунов — от 1 до 5 *л/мин*; для лёссов — от 2 до 5 *л/мин*.

Давление при нагнетании должно обеспечивать заданные расходы, но не быть более 15 *ат* при силикатизации песков и 5 *ат* — при силикатизации плывунов и лёссов.

Количество химических растворов (в *л*), необходимое для силикатизации грунтов, определяется по формулам:

а) для песков количество жидкого стекла

$$x = v\sqrt{n},$$

где v — объем закрепляемого грунта, $м^3$;

n — пористость грунта, %.

Количество раствора $CaCl_2$ должно быть таким же по объему, как и жидкого стекла;

б) для плывунов количество гелеобразующего раствора требуется

$$x = 1,5\ vn.$$

Количество раствора на одну заходку (в *л*)

$$Q = \pi r^2 lna, \qquad (203)$$

где l — глубина заходки, *м*;

a — безразмерный коэффициент (для песков $a = 5$, для плывунов $a = 15$ и для лёссов $a = 8$);

n — пористость грунтов, %.

Прочность закрепленного грунта может быть определена по табл. 42 или по формуле

$$R = 0,155\, M \sqrt[3]{\theta S}, \qquad (204)$$

где R — предел прочности закрепленного грунта на сжатие, *кГ/см*²;
S — содержание SiO_2 в жидком стекле (от 27 до 31%);
M — модуль жидкого стекла в пределах 2,5 — 3,1%;
θ — суммарная поверхность частиц 1 *см*³ грунта, *см*².

Таблица 42

Коэффициент фильтрации $K_ф$, *м/сутки*	Предел прочности на сжатие через 28 суток, *кГ/см*²
Пески:	
5—10	35—30
10—20	20—30
20—80	20—15
Плывуны:	
0,3—0,15	4—5
Лёссы	
0,1—0,2	6—8

Силикатизированные грунты приобретают повышенную прочность, водонепроницаемость, устойчивость против кислот, но они не морозостойки и неустойчивы при действии щелочных растворов и воды, содержащей свободную углекислоту.

Электрохимическое закрепление грунтов. За последнее время обводненные глинистые или илистые грунты типа плывунов стали укреплять электрохимическим способом и проводить их электроосушение. Способ электрохимического укрепления и электроосушения грунтов — это один из новых методов улучшения строительных свойств супесчаных, суглинистых, иловатых грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод и имеющих высокую влажность.

При пропускании через грунт постоянного электрического тока при помощи металлических стержней-электродов, забитых в породу, происходят следующие процессы:

1) передвижение связанной воды под действием электрического тока от анода (+) к катоду (—), в результате чего происходит электроосушение (электроосмос);

2) уменьшение пористости породы, сопутствующее обезвоживанию, повышению механической прочности грунта (электроуплотнение);

3) реакция ионного обмена и электрохимическое изменение состава, толщины и состояния сольватных оболочек глинистых частиц.

При реакциях обмена происходит также перемещение и выпадение в катодной зоне труднорастворимых гидроокислов и солей некоторых металлов (электрохимическое закрепление).

При электрохимическом закреплении в грунтах образуется три зоны: анодная, закрепленная при участии соединений алюминия или железа; катодная, закрепленная накопленными в ней гидратами кальция и магния, и средняя не закрепленная, склонная разрушаться от действия воды.

Значительное повышение эффективности электрохимического закрепления грунтов достигается добавкой раствора электролитов ($CaCO_3$ и др.). При этом прочность на сжатие закрепленных глин достигает 40 *кГ/см*².

Электрохимический метод закрепления обеспечивает устойчивое необратимое закрепление грунтов. Со временем структурные связи в грунте становятся более прочными.

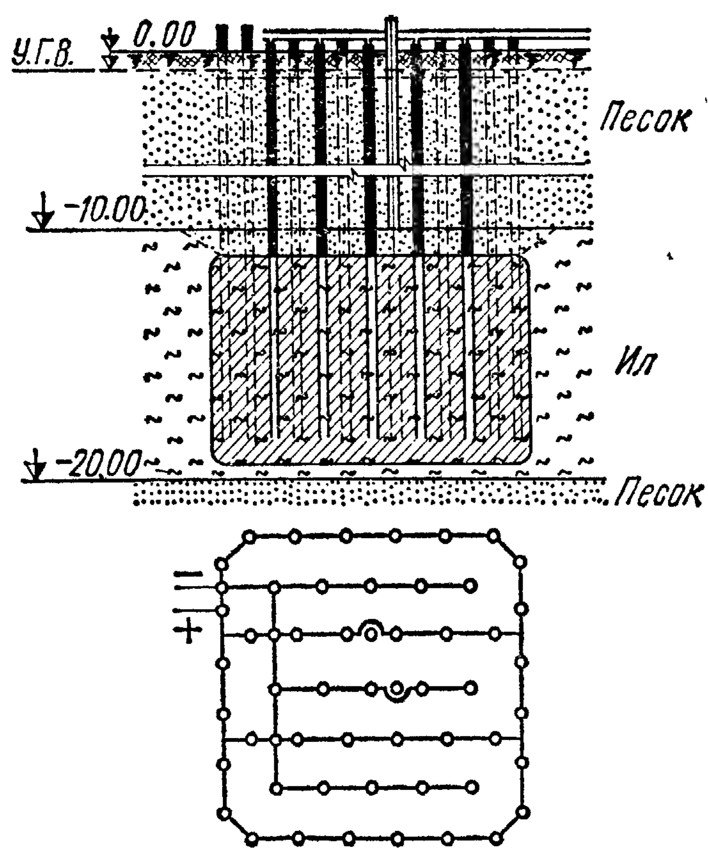


Рис. 192. Схема электроуплотнения по инж. Л. М. Куренкову

Инженер Л. М. Куренков разработал схему электрохимического закрепления грунтов (рис. 192) и спроектировал соответствующее оборудование установки, включающее:

а) агрегат постоянного тока соответствующей мощности;

б) электроды (аноды и катоды), изготовленные из толстостенных труб диаметром 50—60 *мм*, с заостренными наконечниками;

в) насосное устройство с моторным приводом;

г) вибратор или отбойный молоток для забивки и извлечения электродов;

д) автокран для работы по забивке и извлечению электродов методом вибрирования;

е) глубинные реперы специальной конструкции для контроля уплотнения.

В соответствии с новейшими исследованиями дано теоретическое обоснование, по которому главной причиной электрохимического закрепления грунтов считается электролиз при активном воздействии электроосмоса, повышения температуры, обменных реакций и др., в результате которых в грунте образуется цементирующее вещество и минералы. Доказано также, что при искусственном изменении полярности электротока в процессе обработки грунта, т. е. при обработке грунта знакопеременными импульсами, создается более равномерное закрепление грунта между электродами.

Метод электрохимического закрепления грунтов является более прогрессивным в создании надежного основания под сооружения.

Преобразование грунтов доменными гранулированными шлаками. Проф. А. В. Силенко проводил исследования по окаменению грунтов с помощью доменных гранулированных шлаков (кислых и

основных). Такими шлаками можно упрочнять илистые, песчаные, глинистые, лёссовидные и даже торфянистые грунты.

Основные шлаки применяются в тонкоразмолотом виде без добавок или с добавкой тонкоразмолотой извести-кипелки в количестве 3% и порошка полуводного гипса (до 10% от веса шлака).

Кислые гранулированные шлаки применяются также в тонкоразмолотом состоянии с теми же добавками (известь добавляется от 5 до 20% от веса шлака).

Процесс окаменения грунтов осуществляется под влиянием физико-химических процессов, которые протекают в грунтовых водоколлоидных смесях. Преобразованные грунты приобретают высокую механическую прочность (до 150—200 *кГ/см²*), водонепроницаемость и устойчивость по отношению к минерализованным водам.

Проф. А. В. Силенко рекомендует следующий способ упрочнения грунтов. Сначала подготавливается водный раствор измельченного шлака с добавками, затем, не отрывая траншей и котлована, в грунт ввинчивается двухтрубный или однотрубный снаряд (инъектор), снабженный внизу винтовой лопастью. При завинчивании винтовая лопасть разрыхляет грунт на проектную глубину упрочнения (до 3 *м*). В грунт через трубу с винтовой лопастью нагнетается известково-шлаковый раствор в виде суспензии. При повторном завинчивании трубы на 0,5 *м* во время нагнетания раствора лопасть при вращении способствует перемешиванию его с грунтом. Постепенно ввинчивая инъектор и подавая раствор через его трубу, можно получить шлакогрунтовую сваю или укрепленный массив искусственно созданного основания. Этот метод из-за своей простоты и экономичности может иметь повсеместное распространение.

РАЗДЕЛ V

СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ОСОБЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЯХ

Глава 1

СТРОИТЕЛЬСТВО В РАЙОНАХ С ВЕЧНОМЕРЗЛЫМИ ГРУНТАМИ

В северной части территории СССР, от Белого до Охотского и Берингова морей и от Ледовитого океана до Улан-Батора и Хабаровска, простирается область вечномерзлых грунтов, которая занимает 40% всей территории СССР. Здесь на некоторой глубине от земной поверхности толща горных пород не подвержена сезонным оттаиваниям и всегда сохраняет отрицательную температуру.

При возведении сооружений на мерзлых грунтах следует учитывать особенности этих грунтов.

Первые попытки к изучению условий строительства в районах с вечномерзлыми грунтами относятся к периоду строительства железной дороги в Восточной Сибири, Забайкалье и на Дальнем Востоке, когда строители столкнулись с вопросом пучения вечномерзлых грунтов. Сейчас уже накопился опыт по возведению зданий и сооружений в районах с вечномерзлыми грунтами, где теперь строятся целые города (Норильск, Магадан, Воркута и др.).

Для проектирования оснований и фундаментов в районах с вечномерзлыми грунтами следует проводить мерзлотную съемку, которая дает сведения о распространении залегания грунтов, их составе, свойствах и температурном режиме. Эта съемка дает возможность также наиболее рационально выбрать площадку строительства и получить все данные для проектирования фундаментов.

Если съемкой установлено несплошное распространение вечномерзлых грунтов, то целесообразно размещать отапливаемые здания на участках с талыми грунтами. При сплошном залегании вечномерзлых грунтов следует здания располагать на площадках с близким залеганием скальных и полускальных или сыпуче-мерзлых грунтов и с низким залеганием грунтовых вод. Надо учитывать возможные изменения грунтовых условий и температурного режима вечномерз-

лых грунтов, которые могут произойти в результате освоения строительной площадки (уничтожение растительного слоя, устройство канав и пр.), при эксплуатации здания и при устройстве подземных и надземных коммуникаций (водопровод, канализация, теплопроводы, электрокабель и др.).

§ 1. Физико-технические свойства вечномерзлых грунтов

Вечномерзлые нескальные грунты подразделяются на три категории: твердо-мерзлые, пластично-мерзлые и сыпуче-мерзлые [33].

Для составления характеристики мерзлых грунтов, кроме обычных физико-технических свойств, нужно дополнительно знать: льдистость и относительную льдистость грунта; степень распученности; степень плотности; миграцию влаги; величину относительного сжатия; просадочность и категорию просадочности.

Под льдистостью понимается общее содержание льда в мерзлом грунте, выраженное в долях от веса мерзлого грунта или от его объема. В механике мерзлых грунтов при теплотехнических расчетах чаще всего приходится встречаться с относительной льдистостью, т. е. с отношением веса льда к весу всей воды, содержащейся в мерзлом грунте. Относительная льдистость определяется по формуле

$$i_0 = \frac{W - W_{нз}}{W} = 1 - \frac{W_{нз}}{W}, \qquad (205)$$

где W — суммарная весовая влажность мерзлого грунта;

$W_{нз}$ — количество незамерзшей воды при данной отрицательной температуре грунта.

Под степенью распученности понимается увеличение грунта в объеме при переходе его из мерзлого в талое состояние при отсутствии внешней нагрузки от сооружения. Степень распученности определяется по формуле

$$e_р = \frac{W_т - W_м}{\gamma_т}, \qquad (206)$$

где $\gamma_т$ — объемный вес скелета грунта после перехода его из мерзлого в талое состояние при отсутствии нагрузки.

По степени распученности грунты делятся на три категории:

а) нераспученные — при $e_р \leqslant 0$;

б) слабо распученные — при $0 < e_р \leqslant 0{,}02$;

в) распученные — при $e_р > 0{,}02$.

Степень плотности мерзлых грунтов определяется по формуле

$$D_м = \frac{(\gamma_п - \gamma_м)\,\gamma_р}{(\gamma_п - \gamma_р)\,\gamma_м}, \qquad (207)$$

где $\gamma_п$ — объемный вес скелета песчаного грунта в талом состоянии при максимальной плотности;

$\gamma_р$ — то же, при минимальной плотности;

$\gamma_м$ — объемный вес скелета грунта в природном мерзлом состоянии.

По степени плотности вечномерзлые грунты делятся на четыре категории:

а) плотные — при $0 \leqslant D_м \leqslant 0{,}33$;

б) средней плотности — при $0{,}33 \leqslant D_м \leqslant 0{,}67$;

в) рыхлые — при $0{,}67 \leqslant D_м \leqslant 1{,}0$;

г) очень рыхлые — при $D_м > 1{,}0$.

Величину относительного сжатия при переходе мерзлого грунта в талое состояние под нагрузкой можно определить по формуле

$$\delta = \frac{h_м - h_т}{h_м},$$

где $h_м$ — высота образца грунта в природном мерзлом состоянии;

$h_т$ — высота образца грунта после его перехода в талое состояние в условиях невозможности бокового расширения при заданном давлении.

Вечномерзлые грунты считаются: непросадочными — при $\delta \leqslant 0{,}03$; просадочными — при $0{,}03 < \delta \leqslant 0{,}1$; сильно просадочными — при $\delta > 1{,}0$.

Вечномерзлые грунты характеризуются условной величиной просадочности Δ, которая определяется по формуле

$$\Delta = \sum_{1}^{n} \delta h_i + \sum_{1}^{x} m_i, \qquad (208)$$

h_i — толщина отдельного слоя грунта;

n — число обжимаемых слоев;

m_i — толщина отдельной прослойки льда в *см*;

x — число ледяных прослоек.

Суммирование по формуле (208) производится в пределах глубины оттаивания мерзлых грунтов под сооружением, которая определяется по специальной формуле.

По условной величине просадочности вечномерзлых оттаивающих грунтов действующими техническими условиями установлены категории просадочности толщи:

при Δ до 15 *см* — непросадочные (1-я категория);

при Δ от 16 до 50 *см* — просадочные (2-я категория);

при $\Delta > 50$ *см* — сильно просадочные (3-я категория).

В процессе промерзания грунтов влажность их не остается постоянной — происходит ее перераспределение (миграция влаги) вследствие того, что вода в порах замерзает не полностью. Процесс миграции влаги может существенно изменить физические и механические свойства мерзлых грунтов: образуется их различная тек-

стура, затрачивается дополнительное тепло на замерзание воды, создаются условия морозного пучения грунтов. Миграция влаги является сложным процессом и обусловливается главным образом действием осмотических сил (напряжениями при неравномерном промерзании грунта) и действием капиллярных сил в его порах.

По температурному режиму всю толщу мерзлых грунтов геологического профиля разделяют на три основных части: деятельный слой; вечномерзлая толща; подмерзлотная толща.

Деятельный слой — поверхностный слой грунта, подверженный промерзанию в зимние периоды и оттаиванию в летние. В зависимости от географического положения местности, характера горных

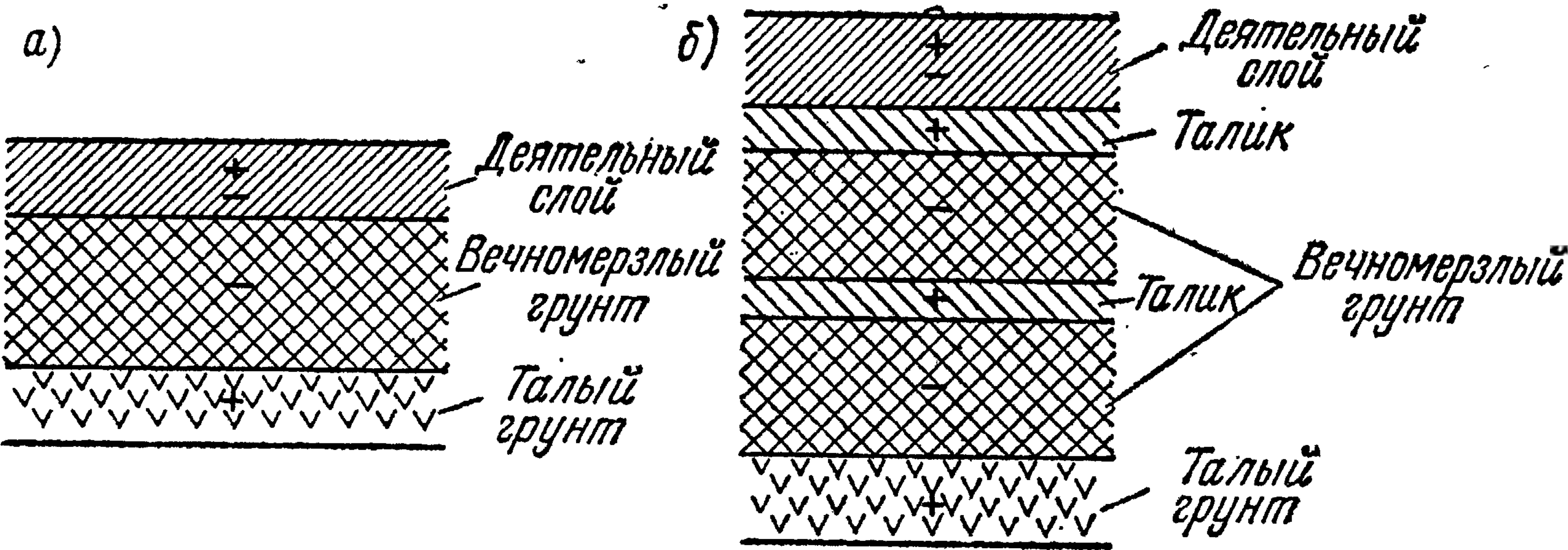


Рис. 193. Различные типы вечной мерзлоты:
а — сливающаяся неслоистая вечная мерзлота; *б* — несливающаяся слоистая вечная мерзлота

пород, величины снегового покрова и растительности мощность деятельного слоя колеблется в пределах от нескольких сантиметров до 4 *м* с наименьшей толщиной на болотистых местах и наибольшей — в песчаных, гравелистых и щебенистых.

Мощность деятельного слоя можно взять по табл. 43.

Таблица 43

Районы вечной мерзлоты	Мощность деятельного слоя грунтов, *м*	
	песчаные	глинистые
Севернее 55-й параллели	2—3	1,5—2,3
Южнее 55-й параллели	2,5—4	1,8—3,0
На побережье Северного Ледовитого океана	1,2—2,0	0,7—1,5

Толщина мерзлых грунтов может быть сливающейся, если деятельный слой смерзается с верхней границей мерзлоты, образуя единый массив, или несливающейся, когда эта граница отделяется от деятельного слоя талой прослойкой грунта (рис. 193).

Мощность вечномерзлого слоя грунта колеблется в широких пределах. На южной окраине области вечной мерзлоты она минимальна, к северу и северо-востоку увеличивается, достигая в отдельных местах до 500 *м* и более.

Слои вечномерзлых грунтов имеют температуру: в южных горных районах — от 0 до —10°, в северных — до —7°.

В вечномерзлых грунтах подземные воды сосредоточиваются на трех горизонтах:

а) над вечномерзлым грунтом — надмерзлотные воды, расположенные в пределах деятельного слоя и таликового прослойка между ним и слоем вечномерзлого грунта;

б) в вечномерзлом слое — межмерзлотные воды, циркулирующие по талым прослойкам в массиве вечной мерзлоты;

в) в подмерзлотной толще — подмерзлотные воды, находящиеся ниже границы вечномерзлых грунтов.

В зависимости от количества воды, находящейся в грунте, различают два вида вечномерзлых грунтов: сухие — при естественной влажности песков 12%, супесей — 18%, суглинков — 22% и глин — 24%; распученные — при соотношении $\frac{W}{W_{max}} > 1$ (W_{max} — величина полной влагоемкости грунта при оттаивании, которая принимается для песков 24%, для супесей — 37%, для суглинков — 50% и для глин — 65%).

К пучинистым грунтам относятся пылеватые грунты, супеси, суглинки, а также крупнообломочные грунты с содержанием (в виде заполнителя) пылеватых и глинистых частиц 30% по весу.

При строительстве на вечномерзлых грунтах возникают некоторые явления, которые нужно учитывать при проектировании, так как они влияют на устойчивость надземных и подземных сооружений. Из них особое значение имеют промерзание и оттаивание деятельного слоя, а также явления, связанные с температурным режимом вечномерзлых грунтов. При промерзании верхней зоны деятельного слоя могут возникнуть вертикальные деформации фундамента. При дальнейшем промерзании грунт смерзается с вертикальными поверхностями фундамента, и если он обладает способностью пучиться, то, поднимаясь сам, поднимает и смерзшийся с ним фундамент. В этом случае возможна деформация фундамента с его разрывом или с образованием пустоты под его подошвой.

Если фундамент будет заложен выше глубины промерзания, то в большинстве случаев возможно его поднятие силами пучения под его подошвой.

Расширяющийся при пучении грунт образует вертикальное и горизонтальное давления. Под действием горизонтальной слагающей этого давления появляются горизонтальные деформации, которые вызывают в фундаментах и стенах здания наклоны, переломы и вертикальные трещины в местах примыкания поперечных внутренних стен.

В процессе промерзания деятельного слоя грунтовые и поверхностные воды могут оказаться зажатыми между верхним слоем или льдом и нижним вечномерзлым или талым водонепроницаемым слоем. Вследствие этого образуется гидростатическое давление, которое иногда способно поднять верхнюю мерзлую корку грунта вместе со смерзшимся с ней фундаментом, причем зажатая вода прорывается на поверхность грунта и внутрь здания, в мерзлой корке появляются трещины.

Вечномерзлый грунт при сохранении в нем отрицательной температуры отличается хорошими строительными качествами и обладает высокой несущей способностью, которая при оттаивании грунта резко снижается (у пылеватых суглинков и мелкозернистых песков — до нуля).

При оттаивании деятельного слоя может произойти:

а) выпирание (выпучивание) фундаментов, которые могут не опуститься на первоначальную проектную отметку, так как образовавшаяся пустота под подошвой или там, где был разрыв фундамента, может оказаться заполненной грунтом;

б) накопление грунтовой воды около фундаментов вследствие того, что грунты рядом с ними оттаивают быстрее. Это явление способствует разжижению грунта, потере прочности и устойчивости;

в) оттаивание грунтов, вследствие чего создается скользкая, увлажненная поверхность, способствующая оплывам и оползням откосов.

§ 2. Методы строительства на вечномерзлых грунтах

Выбору места постройки и составлению проекта всего сооружения, возводимого на вечномерзлых грунтах, должны предшествовать инженерно-геологические исследования, содержащие:

а) геологическое строение участка и его топографию;

б) мерзлотные условия, т. е. мощность деятельного слоя, глубину залегания вечномерзлой толщи, температурный режим и характеристику грунтов;

в) гидрогеологические условия — генезис подземных вод, их температура, наледные явления;

г) строительные свойства грунтов — наличие прослоек и линз чистого льда, физико-механические характеристики грунтов, податливость грунтов под опытной нагрузкой.

В зависимости от геологических, гидрогеологических, климатических и мерзлотных условий участка, физико-механических показателей грунтов, а также от вида, размеров и чувствительности конструкций сооружения к неравномерным осадкам и от температурного режима зданий могут быть применены следующие методы использования грунтов в качестве основания:

1) без учета вечномерзлого состояния грунтов оснований;

2) с сохранением вечномерзлого состояния грунта при строительстве и эксплуатации;

3) с проведением конструктивных мероприятий против осадок мерзлых грунтов в результате оттаивания после возведения сооружения и в процессе его эксплуатации;

4) с оттаиванием вечномерзлых грунтов основания до возведения сооружения.

Каждый метод можно применять в зависимости от грунтов, конструкции и характера эксплуатации зданий:

первый метод — к грунтам скальным, крупно- и мелкообломочным без ледяных включений, к сыпучемерзлым песчаным и песчано-гравелистым грунтам, а также к талым грунтам в зоне их активного обжатия;

второй метод — для грунтов оснований неотапливаемых зданий и сооружений или для зданий, выделяющих тепло, с применением мероприятий, сохраняющих температурный режим вечномерзлых грунтов основания при большой их мощности;

третий метод — к грунтам оснований отапливаемых зданий с большим выделением тепла при отсутствии возможности сохранения вечномерзлого состояния грунта основания;

четвертый метод — при обязательном оттаивании основания в процессе эксплуатации, когда другие методы устройства оснований становятся экономически нецелесообразными.

Необходимо соблюдать следующие требования к строительству зданий и сооружений в условиях сохранения режима вечной мерзлоты (второй метод) с проведением мероприятий в зависимости от теплового режима здания, его размеров и назначения, а также от местных грунтовых и климатических условий:

а) размещение зданий и сооружений должно быть по возможности на склонах, обращенных на север;

б) устройство фундаментов с проветриваемым подпольем. Как показал опыт строительства, эта система фундаментов является наиболее надежной в условиях сохранения режима мерзлоты. Для зданий с тепловыделением высота подполья, т. е. расстояние от низа балок до поверхности грунта в подполье, должна быть от 0,5 до 1,0 *м*. Размер форточки или продуха в подполье делается 30×40 *см*, причем один продух устраивается на 80—100 $м^2$ площади цокольного перекрытия;

в) в цехах с мокрым технологическим процессом полы должны устраиваться водонепроницаемыми;

г) покрытие поверхности земли в подполье и вокруг здания малотеплопроводными материалами;

д) предохранение основания сооружений от текучих поверхностных и подземных вод.

При проектировании фундаментов на вечномерзлых грунтах необходимо проводить следующие конструктивные мероприятия:

а) устройство фундаментов в виде отдельных фундаментных столбов-опор глубиной свыше 3 *м* (рис. 194). Предпочтение должно быть отдано меньшему числу отдельно стоящих опор малого сечения в плане с целью уменьшения количества тепла, передаваемого мерзлому грунту конструкцией фундамента (сборные столбчатые, сваи и т. п.);

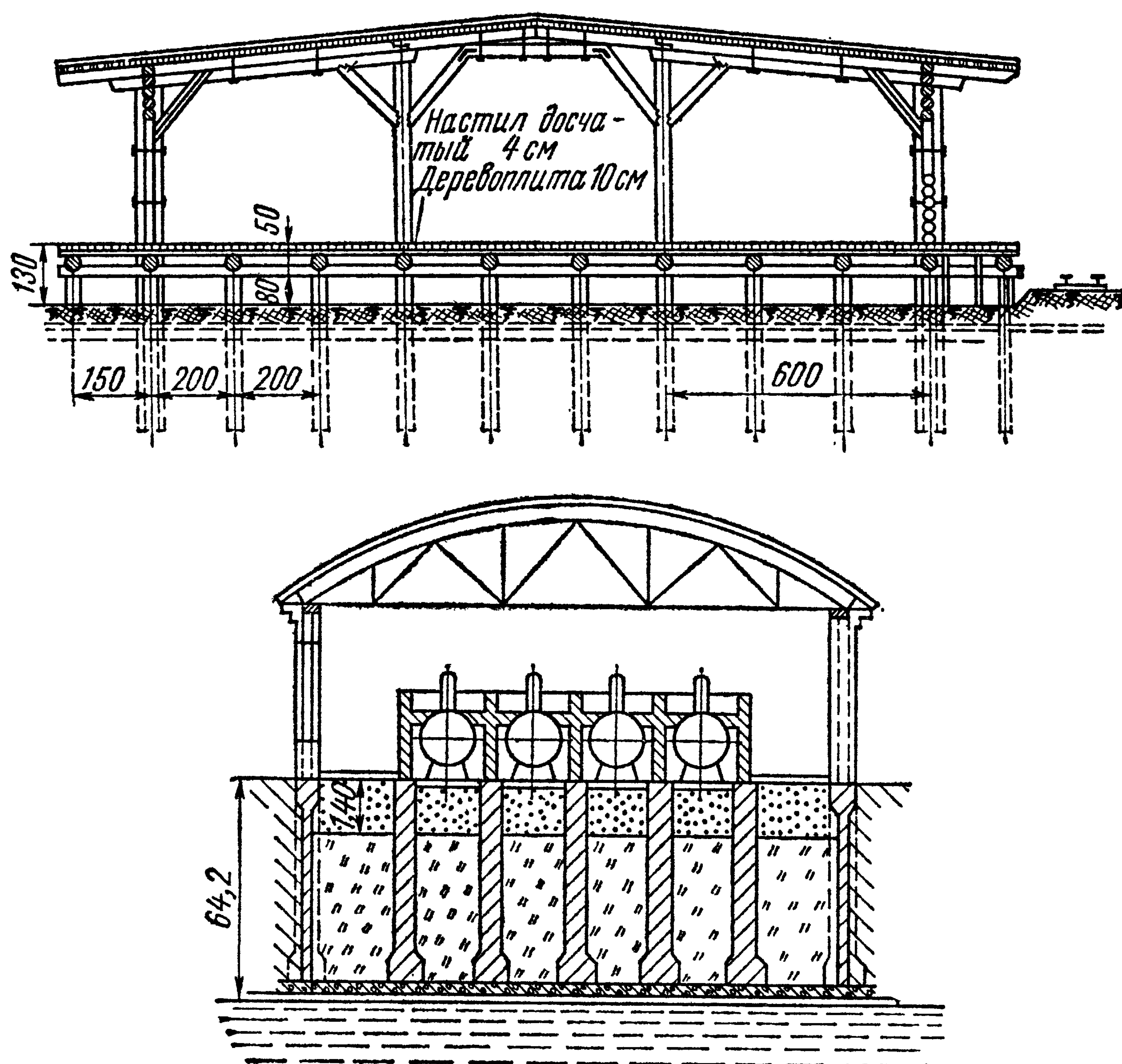


Рис. 194. Столбчатые фундаменты на вечномерзлых грунтах

б) устройство печей и труб по возможности на отдельных фундаментах с проветриваемым пространством под печами (рис. 195);

в) сохранение вечномерзлого грунта и усиление мерзлоты искусственным охлаждением, которое можно осуществлять закладкой в теле фундамента (выше подошвы) особых вентиляционных труб через 3—4 *м* друг от друга. С помощью этих труб грунт основания охлаждается побудительной вентиляцией (рис. 196);

г) применение для фундамента малотеплопроводных материалов и растворов;

д) прокладка в толще фундаментов теплоизолирующих материалов (пробковые плиты, прессованный слоеный войлок, рубероид),

а под фундаментами — настилы или ростверки из деревянных брусьев (рис. 197);

е) устройство в массиве фундамента воздушных прослоек.

По второму методу часто проектируются свайные фундаменты. Свая при установке на место вдавливается в талый грунт буровой скважины, который, замерзая, надежно закрепляет ее.

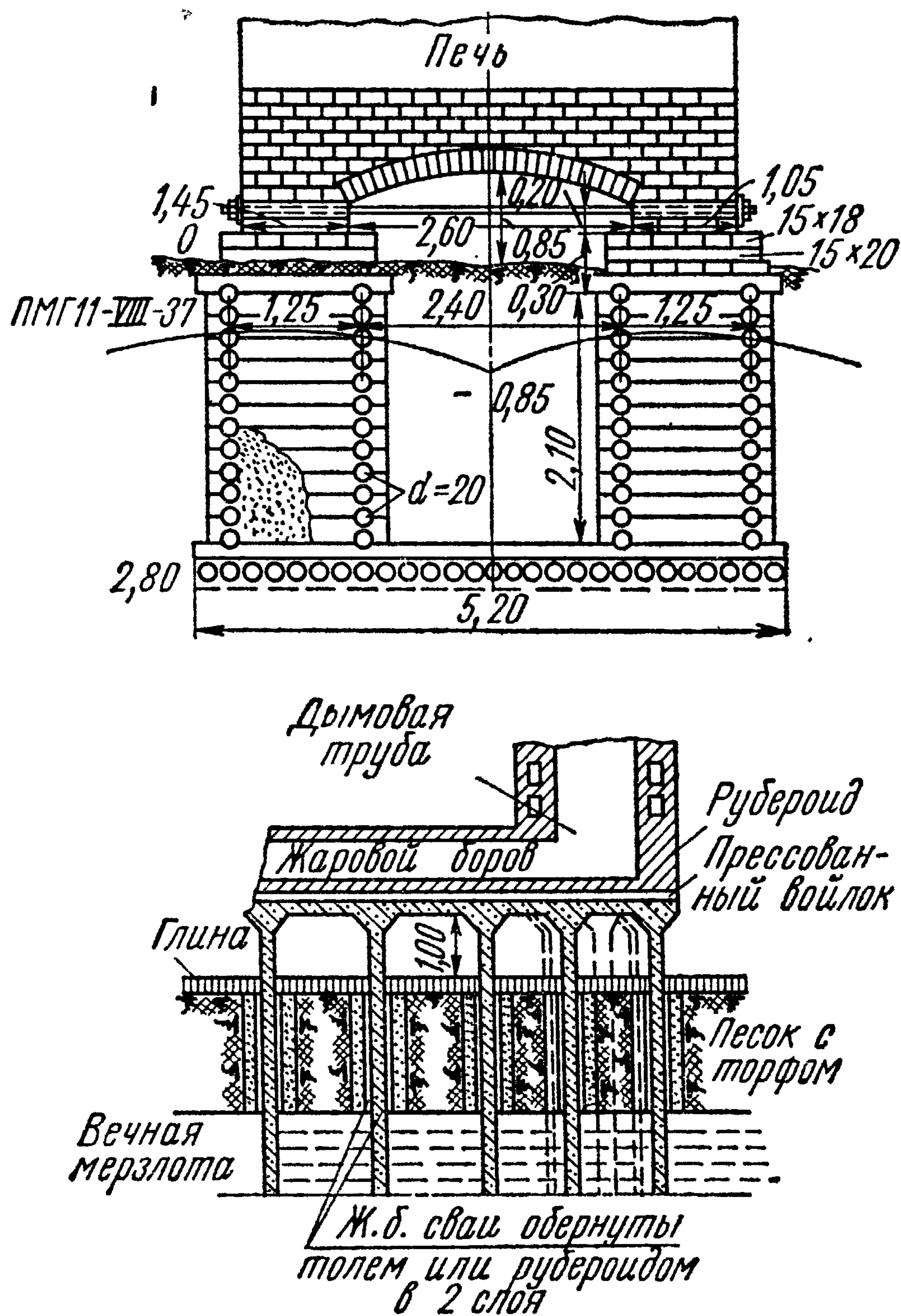


Рис. 195. Фундаменты под печи и трубы

При третьем методе применяются конструкции, которые наиболее надежно переносят некоторую неравномерность осадок отдельных частей сооружения.

Строительство по принципу последующего постепенного оттаивания грунтов в процессе эксплуатации сооружения ведется в широких масштабах на северо-востоке СССР — на Колыме при резко континентальном климате с температурой воздуха от —69° до +32°.

Грунт под подземными инженерными сооружениями постепенно оттаивает, заполняя чашу оттаивания водой, причем здания дают некоторую осадку. Как показала практика, поверхность вечномерз-

лых грунтов под небольшими зданиями (при хорошо фильтруемых грунтах) через 3—4 года стабилизируется.

При строительстве по третьему методу необходимо определять расчетную глубину оттаивания вечномерзлого грунта. За расчетную глубину оттаивания принимается глубина залегания нижней поверхности слоя грунта, оттаявшего за данный период времени.

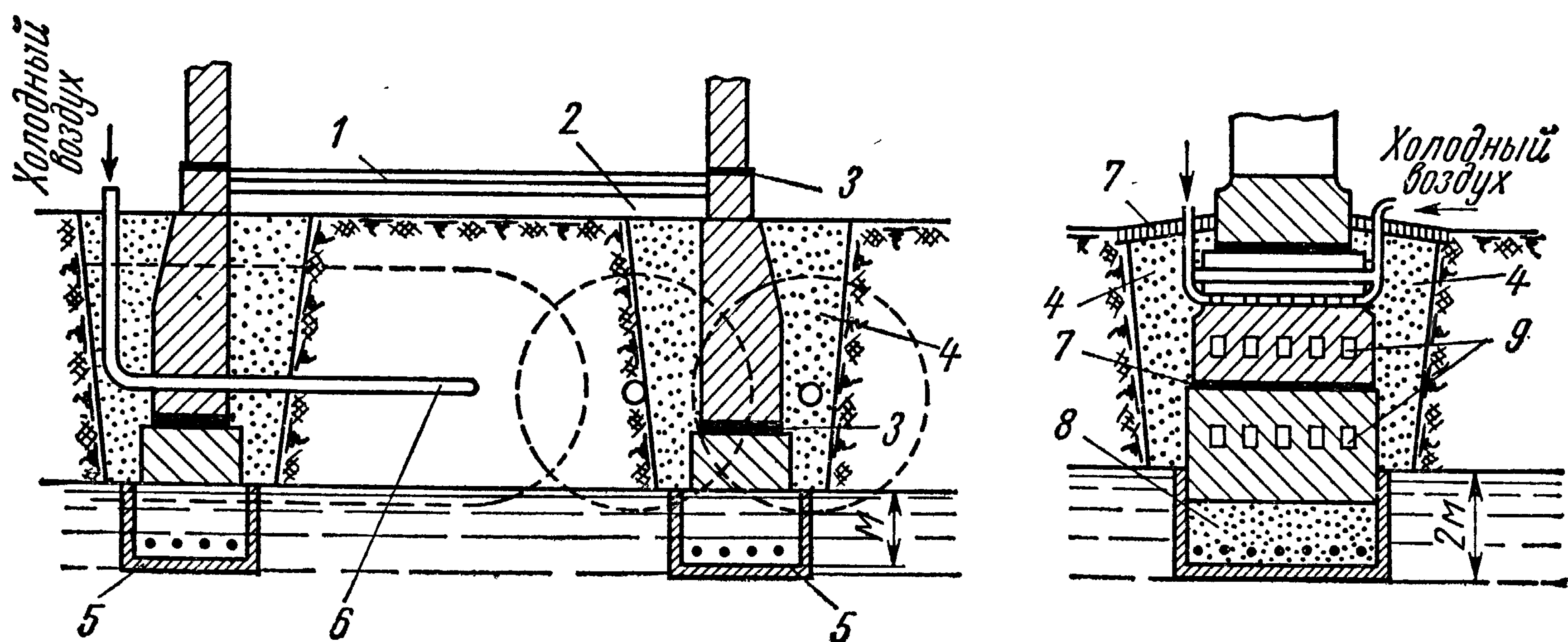


Рис. 196. Сохранение вечной мерзлоты с помощью искусственного охлаждения: *1* — бетон; *2* — песок с торфом; *3* — тепло- и гидроизоляция (рубероид, термолит); *4* — песок; *5* — деревянная изоляция; *6* — труба для циркуляции холодного воздуха; *7* — слой шамота; *8* — теплообмен; *9* — вентиляционные отверстия, соединенные с наружным воздухом

Расчетная глубина оттаивания мерзлых грунтов под серединой здания определяется по формуле [33]

$$h_c = K_\tau \left[\sqrt{\frac{2\lambda_т t_п \tau}{q + (1{,}9 + m\xi_к)\, c_{об.м}\, t_м + 0{,}5 c_{об.т} + t_п} + \delta_п^2} - \delta_п \right], \quad (209)$$

где K_τ — эмпирический коэффициент, зависящий от отношения длины сооружения к его ширине $\left(\frac{a}{b}\right)$; $K_\tau = 0{,}56 \div 1{,}0$;

$\xi_к$ — текущая координата, учитывающая влияние боковых теплопотоков или величина оттаивания сбоку сооружения;

q — скрытая теплота плавления мерзлого грунта, *ккал/м*^{3};

$\lambda_т$ — коэффициент теплопроводности талого грунта, *ккал/м·ч·град*;

$t_п$ — расчетная температура воздуха на уровне пола помещения, *град*;

τ — время оттаивания грунта основания от начала эксплуатации сооружения, *ч*;

m — коэффициент пропорциональности, равный 2,00—0,68;

$c_{об.м}$ — объемная теплоемкость мерзлого грунта, *ккал/м*^{3}*·град*;

$t_м$ — расчетная многолетняя начальная температура оттаивающего массива грунта, ориентировочно равная 0,1—3°;

$c_{об.т}$ — объемная теплоемкость талого грунта, *ккал/м*^{3}*·град*;

$\delta_п$ — толщина слоев термоизоляции ограждающей конструкции, *м*.

Глубина оттаивания грунта под краем здания определяется по формуле

$$h_к = h_с K \text{ м},$$

где K — эмпирический коэффициент пропорциональности, равный 0,55 — 0,8.

При строительстве по третьему методу необходимо соблюдать следующее:

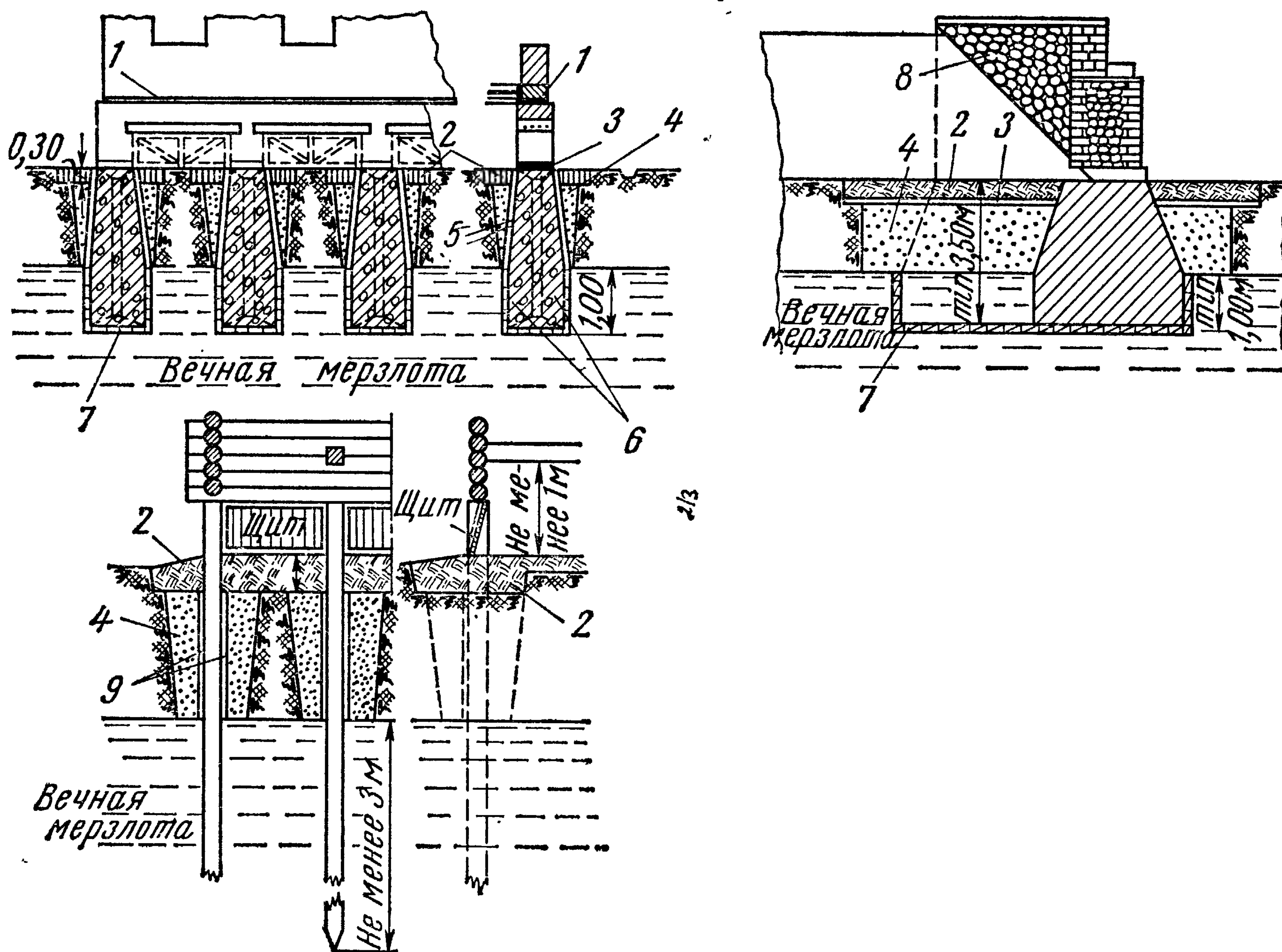


Рис. 197. Конструкция фундамента с теплоизоляционными прокладками:

1 — гидро- и теплоизоляция; *2* — глина; *3* — теплоизоляция; *4* — сухой песок; *5* — два слоя толя или рубероида; *6* — торф или мох с песком; *7* — изоляция деревом; *8* — дерн; *9* — толь или береста

а) заглублять подошву фундамента до такого пласта грунта, который способен нести нагрузку от сооружения после оттаивания грунта;

б) для равномерности и замедления процесса оттаивания необходимо проводить мероприятия по второму методу;

в) нецелесообразно применять песчаные подушки, деревянные ростверки под фундаментами или сплошной фундамент из железобетонной плиты под все здание;

г) проводить мероприятия, предотвращающие возможность появления неравномерных осадок фундаментов при оттаивании грунтов основания, а именно: при непучинистых грунтах закладывать

фундаменты в пределах деятельного слоя на возможно малую глубину; при пучинистых грунтах необходимо закладывать фундаменты ниже деятельного слоя; при слабораспученных и нераспученных грунтах можно применять частичное оттаивание верхнего слоя мерзлых грунтов с искусственным упрочнением рыхлого оттаявшего грунта;

д) рекомендуется придавать зданиям простое очертание в плане и не допускать резкого изменения нагрузок по длине фундамента, а также предусматривать частую расстановку осадочных швов. Наиболее целесообразной будет система фундаментов при возведении сооружений по третьему методу, способных воспринимать неравномерные осадки;

е) необходимо устанавливать предельную нагрузку $p_{пр}$ на оттаивающие грунты.

Если $p_{пр} < 1$ *кГ/см*², то следует отказаться от строительства по третьему методу возведения фундаментов.

Н. И. Салтыков предложил применять конструктивный метод возведения фундаментов (третий метод) на оттаиваемых грунтах при следующих условиях:

а) средняя осадка оттаивающего грунта основания должна быть не более 25 *мм* на каждый метр глубины оттаивания при $p_{пр} \leqslant 2,5$ *кГ/см*²;

б) разность осадок соседних фундаментов не должна превышать одной четверти от величины средней осадки;

в) отношение коэффициента оттаивания к коэффициенту уплотнения при оттаивании должно быть более 3.

Для временных деревянных небольших зданий применяются так называемые «пульсирующие» фундаменты в виде лежней, ростверков и укладки городков из бревен (рис. 198).

Четвертый метод — предпостроечное оттаивание грунтов основания — применим для возведения фундаментов главным образом при островном залегании мерзлых грунтов в основаниях при небольшой их мощности (от 5 до 12 *м*), а также при неустойчивом тепловом режиме мерзлых грунтов, когда восстановление и поддержание температуры требуют сложных технических мероприятий.

Оттаивание распученных грунтов должно производиться на глубину, определяемую теплотехническим расчетом по формуле (209).

Предварительное оттаивание мерзлых грунтов основания может осуществляться двумя способами: с помощью использования естественного солнечного тепла и путем применения искусственных методов.

Первый способ применим при неглубоком оттаивании грунтов (5—6 *м*). Второй способ — гидравлическое оттаивание и оттаивание с помощью паровых игл (горячим паром) — на глубину 7—10 *м* с последующим искусственным закреплением грунтов.

В настоящее время В. П. Горбуновым и Л. И. Куренковым (НИИОСП) разработан способ предпостроечного оттаивания и уплот-

нения вечномерзлых грунтов основания с помощью электрического тока и электроосмоса.

Оттаивание основания из вечномерзлых грунтов производят также с помощью электропрогрева их переменным током. Электрический ток передается на глубину сжимаемой толщи через заглубленные в грунт трубчатые электроды, которые располагаются рядами

Рис. 198. Конструкция фундаментов для временных деревянных зданий:
1 — доски; *2* — воздух; *3* — термолит; *4* — толь; *5* — глина; *6* — шлак или песок с торфом или мхом; *7* — горбыли; *8* — сухой песок; *9* — черный пол; *10* — бревна, обернутые толем; *11* — проветриваемое подполье; *12* — отверстие

на всей площади основания. После оттаивания уплотнение основания осуществляется понижением уровня грунтовых вод иглофильтрами и электроосмосом. Электроды внешнего контура являются катодами, а внутреннего — анодами; при этом все катоды являются иглофильтрами. Уплотнение считается законченным после достижения заданной плотности грунта.

§ 3. Глубина заложения фундаментов и методы расчета

Важным фактором устойчивости сооружений является правильный выбор глубины заложения фундаментов.

Глубина заложения фундаментов на вечномерзлых грунтах по третьему и четвертому методам может быть взята из табл. 44.

Таблица 44

Наименование грунта в пределах глубины промерзания ниже 0,5 *м* от планировочной отметки	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов наружных стен ниже поверхности планировки	
		малочувствительных к неравномерным осадкам	чувствительных к неравномерным осадкам
Скальные, крупнообломочные гравелистые пески, крупные и средней крупности	Любое	Не зависит от H	Не зависит от H
Пески мелкие и пылеватые супеси ($W \leqslant W_р$)	Превышает H на 2 *м* и более	Не зависит от H, но не менее 0,75 *м*	Не зависит от H, но не менее 1,0 *м*
Пески мелкие и пылеватые (независимо от W)	Менее H или превышает H не менее, чем на 2 *м*	Не менее H	Не менее ($H + 0{,}25$ *м*)
Супеси при $W > W_р$	Любое	Не менее H	Не менее ($H + 0{,}25$ *м*)
Суглинки и глины, пылеватые грунты ($W \leqslant W_р + 0{,}5\ W_п$)	Превышает H на 2 *м* и более	Не зависит от H, но не менее 1,0 *м*	Не зависит от H, но не менее 1,25 *м*
Суглинки, глины и пылеватые грунты ($W > W_р + 0{,}5\ W_п$)	Превышает H на 2 *м* и более	Не менее H	Не менее ($H + 0{,}25$ *м*)
Суглинки, глины и пылеватые грунты ($W > W_р + 0{,}75\ W_п$)	Любое	Не менее ($H + 0{,}25$ *м*)	Не менее ($H + 0{,}5$ *м*)
Суглинки, глины и пылеватые грунты (независимо от W)	Не менее H или превышает ее менее, чем на 2 *м*	Не менее ($H + 0{,}25$ *м*)	Не менее ($H + 0{,}5$ *м*)

Примечание. H — расчетная глубина промерзания.

Фундамент сооружения должен быть предохранен во время пучения от выдергивания его из грунта и от разрыва по телу фундамента. Для этого, кроме обязательных конструктивных мероприятий, которые были описаны выше, проводятся расчеты на выпучивание и на разрыв.

Эти расчеты заключаются в следующем.

В первую очередь уточняют действие нормативных сил, стремящихся деформировать фундамент, и действие нормативных сил, им сопротивляющихся. Силы, стремящиеся поднять фундамент вверх, будут силами пучения T (рис. 199), расположенными в деятельном слое. Эти силы не являются постоянными и зависят от характера грунта — чем больше «глинистость» грунта, тем значительнее силы T, которые определяются по формуле

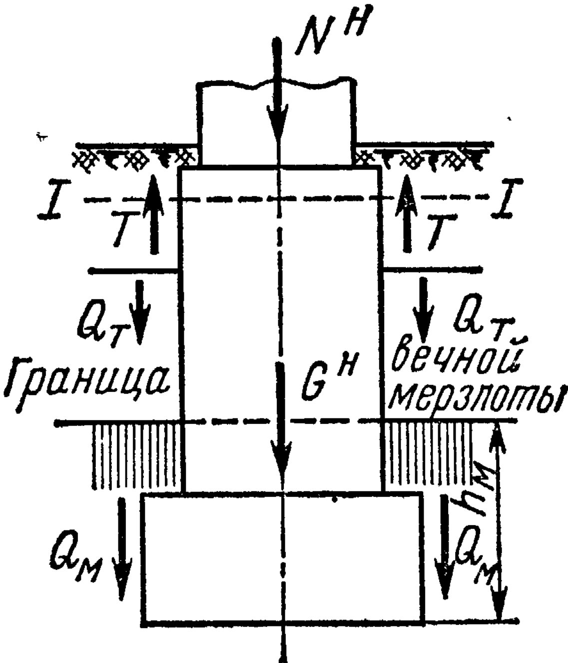


Рис. 199. Схема сил, действующих на фундамент в вечномерзлом грунте

$$T = \tau^н u, \qquad (210)$$

$\tau^н$ — нормативная относительная сила выпучивания, *кГ/см*, принимаемая по специальным исследованиям или по табл. 45;

u — периметр фундамента в *см* на глубине 0,5 *м* от поверхности земли до подошвы фундамента, но не глубже 1,5 *м*.

Нормативные силы, которые стремятся удержать фундамент от выпучивания и поднятия вверх: собственный вес сооружения по обрезу фундамента $N^н$; собственный вес фундамента с весом грунта на его уступах $G^н$; нормативная сила, удерживающая фундамент от выпучивания вследствие смерзания его с вечномерзлым грунтом,

$$Q^н_м = \sum_1^x S^н_i F_i, \qquad (211)$$

где $S^н_i$ — нормативное сопротивление сдвигу при смерзании вечномерзлого грунта с боковой поверхностью фундамента или сопротивление мерзлого грунта скалыванию, *кГ/см*^{2} (по табл. 46);

F_i — наименьшая возможная площадь смерзания боковых поверхностей фундамента с вечномерзлым грунтом;

x — число слоев грунта;

Таблица 45

Наименование районов	Нормативная относительная сила выпучивания в *кГ/см* периметра фундамента при мощности пучинистых грунтов деятельного слоя	
	до 1 *м*	2 *м* и более
Районы Заполярья	60	100
Районы севернее 55-й параллели . .	75	120
Районы южнее 55-й параллели . . .	90	150

Примечание. Для промежуточных мощностей силы выпучивания берутся по интерполяции.

нормативная сила, удерживающая фундамент от выпучивания вследствие трения его о талый и сыпуче-мерзлый грунт,

$$Q_т = S_т^н F_т, \tag{212}$$

где $S_т^н$ — нормативная удельная сила трения талого и сыпуче-мерзлого грунта по боковой поверхности фундамента, *кГ/см*², принимаемая для глинистых грунтов — 0,2 *кГ/см*² и для песчаных и гравелистых грунтов — 0,3 *кГ/см*²;

$F_т$ — площадь боковых поверхностей, находящихся в талом грунте или в оттаивающей мерзлоте ниже зимнего промерзания, *см*².

Таблица 46

Температура вечномерзлого грунта	$S_т^н$, *кГ/см*²
—0,2	0,3
—0,5	0,5
—1,0	1,0
—2,0	1,5
—3,0	2,0
—4,0	2,5

Условие устойчивости на выпучивание будет соблюдено, если сохранится неравенство

$$m\left(N^н + G^н + Q_м^н + Q_т^н\right) \geqslant \tau^н n u, \tag{213}$$

где m — коэффициент условий работы ($m = 0,9$);

n — коэффициент перегрузки, принимаемый от 1,1 до 1,2.

Условие прочности на разрыв под действием сил пучения в предположении, что разрыв фундамента будет в деятельном слое,

$$P = \tau^н n u - \left(N^н + G_1^н\right), \tag{214}$$

где $G_1^н$ — нормативная нагрузка от веса части фундамента выше расчетного сечения с учетом веса грунта, лежащего на ее уступах;

P — расчетное усилие, разрывающее заанкеренный фундамент силами пучения в наиболее опасном сечении.

В районах сливающейся вечной мерзлоты, температура в которых на глубине 10—15 *м* выше —3°, необходимо фундамент заанкеривать в вечномерзлый грунт на глубину

$$h_м = \frac{\left(9\sqrt{\dfrac{\tau^н m u - (N + G_1)}{u_а}} + 1\right)^2}{73\Delta t}, \tag{215}$$

$h_м$ — глубина заанкеривания фундамента в вечномерзлый грунт, *см*;

$u_а$ — периметр сечения фундамента в зоне заанкеривания, *см*;

Δt — абсолютное значение приращения температуры вечномерзлых грунтов на глубине 1 *см*, *град/см*; при отсутствии температурных наблюдений Δt определяется приближенно в зависимости от температуры грунта t_0 на глубине 10—15 *м*:

$$\Delta t = 0{,}0017\, t_0.$$

Имея в виду указанные условия, при конструировании фундамента надлежит выбирать достаточную глубину заложения фундамента в вечномерзлых грунтах $h_м$, максимально уменьшать силу пучения T и смерзание фундамента с грунтом деятельного слоя.

Кроме вышеназванных расчетов фундаментов, необходимо проводить расчеты естественных оснований по деформациям $S \leqslant f$ и по устойчивости ($N \leqslant \Phi$).

Расчет осадки фундаментов S на мерзлых грунтах, оттаивающих под сооружением, можно проводить двумя методами:

1) по методу контактных давлений для всех видов мерзлых крупнозернистых грунтов [50];

2) по физическим характеристикам для распученных и рыхлых грунтов [52].

В настоящее время расчет осадок фундаментов на оттаивающих грунтах рекомендуется производить по методу контактных давлений, который основывается на предположении, что каждый оттаивающий слой грунта обжимается давлением, действующим на контакте с подстилающим его несжимаемым и неоттаившим мерзлым грунтом.

Для определения величины осадки крупнообломочных и песчаных грунтов можно пользоваться формулой

$$S = \sum_1^n A_i h_i + \sum_1^n a_i h_i \sigma_{ср}. \tag{216а}$$

где A_i — коэффициент оттаивания i-го грунта, определяемый опытным путем в компрессионном приборе;

a_i — коэффициент сжимаемости i-го слоя;

h_i — мощность i-го слоя, *см*;

$\sigma_{ср}$ — среднее уплотняющее давление для слоя грунта, определяемое по формуле

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2};$$

n — число оттаявших расчетных слоев грунта.

Величина конечной осадки просадочных распученных и рыхлых грунтов, оттаивающих под давлением (по методу физических характеристик), вычисляется по формуле

$$S = \sum_1^n e_i h_i + \sum_1^x m_i, \tag{216б}$$

где n — число обжимаемых слоев грунта;
h_i — мощность отдельного обжимаемого слоя, *см*;
m_i — толщина отдельной прослойки льда (> 1 *мм*), *см*;
x — число ледяных прослоек;
e_i — относительное сжатие отдельного слоя, определяемое по результатам компрессионных исследований.

Для распученных песчаных грунтов относительное сжатие при оттаивании их под нагрузкой вычисляется по формуле

$$e = \frac{\gamma_{op} - \gamma_м}{\gamma_{op}},$$

$\gamma_м$ — объемный вес скелета грунта в природном мерзлом состоянии;
γ_{op} — объемный вес скелета оттаявшего грунта при максимальном его уплотнении.

Для распученных глинистых грунтов относительное сжатие при их оттаивании под нагрузкой в интервале давлений от 0,5 до 6 *кГ/см²* вычисляется по формуле

$$e = 1 - \gamma_м \left[\frac{1}{\gamma_у} + \frac{1}{\gamma_0}(W_р - kW_п)\right],$$

где k — коэффициент уплотняемости, который зависит от рода грунта, величины уплотняющих давлений и числа пластичности грунта; $k = 0{,}15 \div 2{,}5$.

Расчет на устойчивость оснований проводится по известным методам механики грунтов, но с нормативными давлениями твердомерзлых грунтов в соответствии с табл. 47.

Таблица 47

Наименование грунтов	Нормативные сопротивления в *кГ/см²* при среднемесячной температуре, °С			
	—0,5	—1,5	—2,5	—4
Щебенистый (галечниковый)	6	9	12	25
Пески крупные, грунт гравийный (дресвяный)	5	8	10	12
Пески средней крупности	4	6	8	10
Пески мелкие пылеватые и супеси	3	5	7	8
Суглинки и глины	2,5	4	6	7
То же пылеватые	2	3	4	6
Все виды грунтов, указанные выше, при наличии в них под подошвой фундамента на глубине 3 *м* ледяных прослоек суммарной толщиной до 30 *см* и глинистые грунты с органическими примесями от 3 до 12% по весу	1,5	2,5	3,5	5
Лед и лед с илом и торфом	—	0,5	1	2

Глава 2

СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В РАЙОНАХ С ПРОСАДОЧНЫМИ ГРУНТАМИ

Грунты, у которых в природном состоянии поры видны невооруженным глазом, называются макропористыми грунтами. К типичным макропористым грунтам относится большинство лёссов и лёссовидных суглинков и вторичные их отложения в условиях сухого климата.

Лёссовые грунты имеют распространение на значительной территории СССР (Украина, Поволжье, Северный Кавказ, Туркмения, Западная Сибирь, Забайкалье и др.). Внешне лёссы отличаются вертикальными трубчатыми порами, отсутствием слоистости, известковыми, мергелистыми, гипсовыми включениями, наличием пылеватых частиц (до 60—80%), способностью быстро размокать в воде, в сухом состоянии держать вертикальные откосы.

В составе лёссовых пород встречаются от 40 до 60 названий минералов, из которых главными являются кварц — от 20 до 85%, полевые шпаты — от 4 до 40%, слюда — 2%, карбонаты — от 0,2 до 30%, сульфаты — до 3%, галит — до 2%, гуминолиты, а также коллоидно-дисперсные минералы (гидрослюда, монтмориллонит, каолинит, бейделит, коллоидно-дисперсный кварц и др.).

Лёссовые грунты в природном состоянии не обладают постоянным коэффициентом фильтрации. Находясь в напряженном состоянии от внешней нагрузки и собственного веса при замачивании водой, они резко теряют прочность и дают большие осадки и просадки с коренным изменением естественной структуры грунта.

Резкое изменение свойств грунтов при замачивании под нагрузкой заставило выделить лёссовые грунты в особую группу и создать специальные нормы и технические условия и указания на проектирование и производство работ по устройству естественных оснований и фундаментов [81].

На основании опыта установлено, что лёссовые грунты дают неравномерные осадки от 2 до 6% и дополнительные просадки до 15—20% от первоначальной высоты сжимаемого слоя грунта.

§ 1. Определение просадочности грунтов и назначение строительных мероприятий

Для проектирования и строительства на лёссовых грунтах необходимо определить сначала их категорию просадочности по формуле

$$\frac{\varepsilon_0-\varepsilon_т}{1+\varepsilon_т}\geqslant-0,1,$$

где ε_0 — коэффициент пористости образца грунта природного сложения и влажности;

$\varepsilon_т$ — коэффициент пористости того же образца грунта, соответствующий влажности на границе текучести.

При таком соотношении все глинистые грунты, имеющие степень влажности $G \leqslant 0,6$, должны быть отнесены к просадочным грунтам.

Просадочные грунты делятся на два типа: грунты, в которых просадка от собственного веса практически отсутствует (не превышает 5 *см*), и грунты, в которых возможна просадка от собственного веса грунта (превышает 5 *см*).

Для сохранения прочности, устойчивости и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений, возводимых на макропористых грунтах, обладающих просадочными свойствами, необходимо проводить следующие строительные мероприятия:

1) устранять просадочные свойства в пределах толщи просадочных грунтов или прорезать эту толщу фундаментами;

2) устранять просадочные свойства в пределах части толщи просадочных грунтов или частично прорезать эту толщу для уменьшения величины просадки;

3) предохранять просадочные грунты в основании здания от замачивания с помощью отвода поверхностных производственных и хозяйственных вод;

4) проводить конструктивные мероприятия в зданиях, приспосабливающих их к просадкам основания грунта.

В том случае, когда делается полная прорезка толщи просадочных грунтов или применяются меры для устранения просадочных свойств в пределах всей толщи, а также при частичном устранении просадочных свойств, не превышающих допустимых просадок и их неравномерности, здания и сооружения возводятся, как на обычных непросадочных грунтах.

Для устранения замачивания просадочных грунтов основания предусматриваются следующие мероприятия:

1) особая компоновка генерального плана;

2) планировка территории, обеспечивающая беспрепятственный сток поверхностных вод (сохранение дернового слоя грунта, срезка с обнажением макропористого грунта и с взрыхлением его на глубину 15—20 *см*, не допускать применения песчаных грунтов и других дренирующих материалов для планировочных насыпей, включать подготовку под полы здания и для засыпки пазух котлованов, фундаментов и траншей);

3) подготовка оснований под полы;

4) расположение трубопроводов и контроль за течью воды во время их эксплуатации.

Поверхностные воды должны отводиться с участка в период строительства и в процессе эксплуатации через постоянно действующую ливнесточную сеть или непосредственно по спланирован-

ной поверхности в наиболее низкое место, за пределы застраиваемой территории.

Планировочные работы, как правило, должны быть проведены до закладки фундаментов сооружений или зданий. В крайнем случае их можно проводить в процессе возведения фундаментов, но не на всей территории, а только в пределах полосы шириной 15—20 *м*.

Кроме планировочных работ, вокруг каждого здания или сооружения должны быть устроены водонепроницаемые отмостки или тротуары на 0,3 *м* шире засыпаемых пазух котлованов, но не у́же 1,0 *м* с уклоном не менее 0,03.

Для предотвращения замачивания лёссового основания атмосферными водами во время строительства необходимо до минимума сокращать срок между вскрышей котлована и возведением фундаментов, а последний полуметровый слой грунта выше проектной отметки подошвы фундамента нужно вскрывать непосредственно перед самой укладкой фундамента; с наружной стороны котлованов надо устраивать защитный вал из грунтов с целью предотвращения притока дождевых вод в котлованы со стороны прилегающей местности; после возведения фундаментов следует тщательно заделывать пазухи между стенками котлованов и фундаментами послойным трамбованием увлажненного лёссового грунта; в подвальных помещениях пол надо устраивать вслед за возведением фундаментов подвала.

При строительстве крупнопанельных зданий на просадочных грунтах необходимо устраивать водонепроницаемый экран на отметке заложения фундамента, для чего предусматривается трамбование грунта тяжелыми трамбовками или устройство грунтовой подушки под всем зданием из недренирующего материала. Грунт основания и грунт подушки должны быть утрамбованы до объемного веса не менее 1,7 $T/м^3$. Экран необходимо делать так, чтобы он выступал за наружную грань фундамента не менее чем на 0,8 *м*.

Для промышленных зданий с мокрым технологическим процессом, возводимых на грунтах второго типа просадочности, нужно предусматривать подготовку под полы толщиной не менее 2 *м*, устраивая ее так же, как и водонепроницаемый экран.

Так как замачивание лёссового основания часто происходит из-за неисправности системы водопровода и канализации, необходимо вводы и выводы водопроводной и канализационной сетей укладывать на 40—50 *см* выше отметки подошвы фундамента ее с применением труб только из материала с надежной прочной заделкой стыков, обеспечивающих их герметичность при просадке грунта в основании трубы. При этом дно котлована под трубопроводы уплотняют с целью уменьшения фильтрации воды через грунт.

Расстояние между осями колонок водопроводов и наружной гранью фундаментов должно равняться мощности всех слоев мак-

ропористых грунтов, слагающих толщу грунтов основания. Эти расстояния при значительной толще грунтов и диаметрах труб больше 300 *мм* могут быть до 20 *м*. Если их по каким-либо причинам выдержать нельзя, трубы следует укладывать в лотках или тоннелях, имеющих выпуски для аварийных вод самотеком.

Опыт строительства на просадочных грунтах показывает, что грунты под фундаментами нельзя полностью предохранить от неравномерных просадок при замачивании. Поэтому наряду с вышеуказанным при возведении сооружений на грунтах второго типа просадочности предусматриваются следующие конструктивные мероприятия, предотвращающие возможность разрушения и выхода из строя здания во время эксплуатации:

а) разрезка здания осадочными швами (табл. 48);

б) устройство стыков, равнопрочных с соединяемыми конструктивными элементами на воздействие неравномерной просадки основания;

в) увеличение прочности конструктивных элементов дополнительным армированием;

г) устройство поэтажных армированных поясов, образующих замкнутый контур в пределах одного отсека здания, а также армированных поясов фундамента, которые располагают при монолитном фундаменте — на обрезе фундамента, при сборной конструкции — на обрезе и на верхней грани фундаментной подушки;

д) приспособление конструкций к быстрому восстановлению их после просадки в проектное положение;

е) устройство конструкций фундаментов, стен и других элементов здания, допускающих неравномерную осадку.

Фундаменты под стены бескаркасных жилых и аналогичных им по конструкции промышленных зданий устраиваются ленточными (сборными или монолитными), а для каркасных зданий — отдельно стоящими.

При устройстве сборной фундаментной подушки необходимо уплотнять грунты тяжелыми трамбовками на глубину 1,0—1,5 *м*.

Таблица 48

Виды здания	Грунтовые условия основания	Расстояние между осадочными швами не более, *м*
Многоэтажные крупнопанельные и общественные здания	1-й тип	42
	2-й тип	30
Прочие многоэтажные здания	Любые	72

При наличии разноэтажных частей расчленяют сложную конфигурацию здания в плане на отдельные, простые, достаточно жесткие прямоугольники.

При строительстве на просадочных грунтах второго типа необходимо проводить все мероприятия, намечаемые для грунтов первого типа просадочности с добавлением мероприятий, увеличивающих пространственную жесткость и уменьшающих чувствительность к неравномерным осадкам.

С этой целью можно устраивать железобетонные пояса на всю толщину стены с площадью сечения арматуры в каждом поясе примерно 10 *см*². Пояса располагаются по верху фундаментной подушки, между первым и вторым этажами, а также на уровне чердачного перекрытия.

Кроме этого грунты второго типа просадочности часто требуют устройства искусственного упрочнения основания.

Применяются следующие методы упрочнения основания с коренным нарушением просадочной структуры грунта:

а) глубинное уплотнение толщи лёссового основания грунтовыми сваями;

б) уплотнение тяжелыми трамбовками;

в) однорастворная силикатизация и электросиликатизация лёссового грунта;

г) кольматация;

д) термическое закрепление [45];

е) закрепление лёссовых грунтов растворами карбамидной смолы (смолизация грунтов);

ж) устройство песчаных подушек под подошвой фундаментов;

з) предварительное замачивание грунтов.

Первые два способа укрепления подробно описаны в соответствующих главах настоящего учебного пособия.

Метод термического закрепления грунтов разработан в 1956 г. ЮжНИИ и применяется для лёссовых грунтов с коэффициентом газопроницаемости 10—20 *см/мин*, залегающих выше уровня грунтовых вод.

Термический способ глубинного закрепления просадочных лёссовых грунтов раскаленными газами позволяет устранить просадочные свойства в пределах глубин до 10—15 *м* ниже подошвы фундамента и одновременно повысить несущую способность грунта в результате его обжига.

Термическое закрепление грунтов можно проводить двумя способами.

1. В грунт через жароупорные трубопроводы нагнетается под давлением горячий воздух. Нагревание воздуха до 600—800° С происходит в стационарных или передвижных прокалочных агрегатах (рис. 200).

2. Грунт обрабатывается горячими газообразными продуктами горения (термохимическая обработка), обогащенными при необходимости специальными химическими добавками. Сжигание горючего (газообразного, жидкого, твердого) производится в устьях скважин или непосредственно в толще закрепляемых грунтов с регулированием химического состава продуктов горения путем ввода химических компонентов (рис. 201).

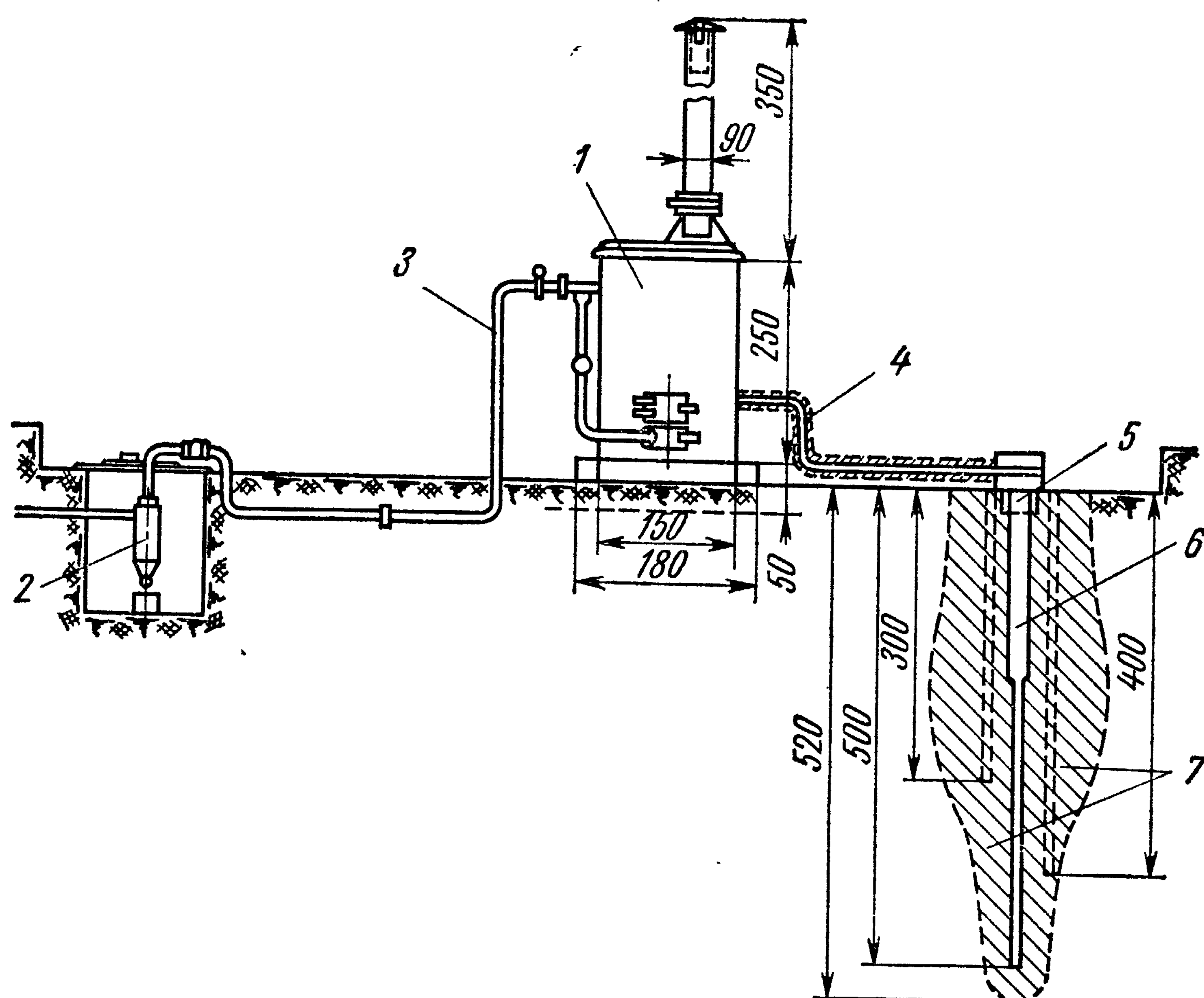


Рис. 200. Схема установки для термического укрепления грунтов с нагнетанием в них горячего воздуха:

1 — агрегат для нагрева воздуха; *2* — компрессор; *3* — трубопровод холодного воздуха; *4* — теплоизолированный трубопровод горячего воздуха; *5* — затвор скважины; *6* — скважина; *7* — зона термического укрепления грунта

Термическое закрепление грунтов в основаниях фундаментов производится в котлованах, отрытых на 0,5 *м* выше проектной отметки. В котловане пробуриваются скважины диаметром 10—20 *см* и глубиной 6—15 *м* (в зависимости от мощности укрепляемого грунта). Расстояние между скважинами в осях принимается от 2 до 3 *м*. Размещение скважин в плане показано на рис. 202. В скважинах поддерживается давление газообразных продуктов горения в пределах 0,15—0,5 *ат*. Устья скважины должны быть герметически закрыты.

Передача тепла от раскаленных предметов горения в скважине осуществляется непосредственной теплопередачей и конвекцией-фильтрацией раскаленных газов через поры укрепляемого грунта.

Для лёссовых грунтов, имеющих влажность 8—20%, количество воздуха, пропускаемого в толщу грунта, обычно составляет от 10 до 40 $м^3/ч$ на 1 *м* глубины скважины.

Зона термического закрепления обычно распространяется симметрично, т. е. концентрическими окружностями, около скважины с наименьшим диаметром закрепленного обжигом грунта до 1,5 *м* по всей глубине скважины. Если необходимо дать зоне закрепления иное направление (например, по эллипсу), нужно пробурить в этом направлении вспомогательные скважины (рис. 203).

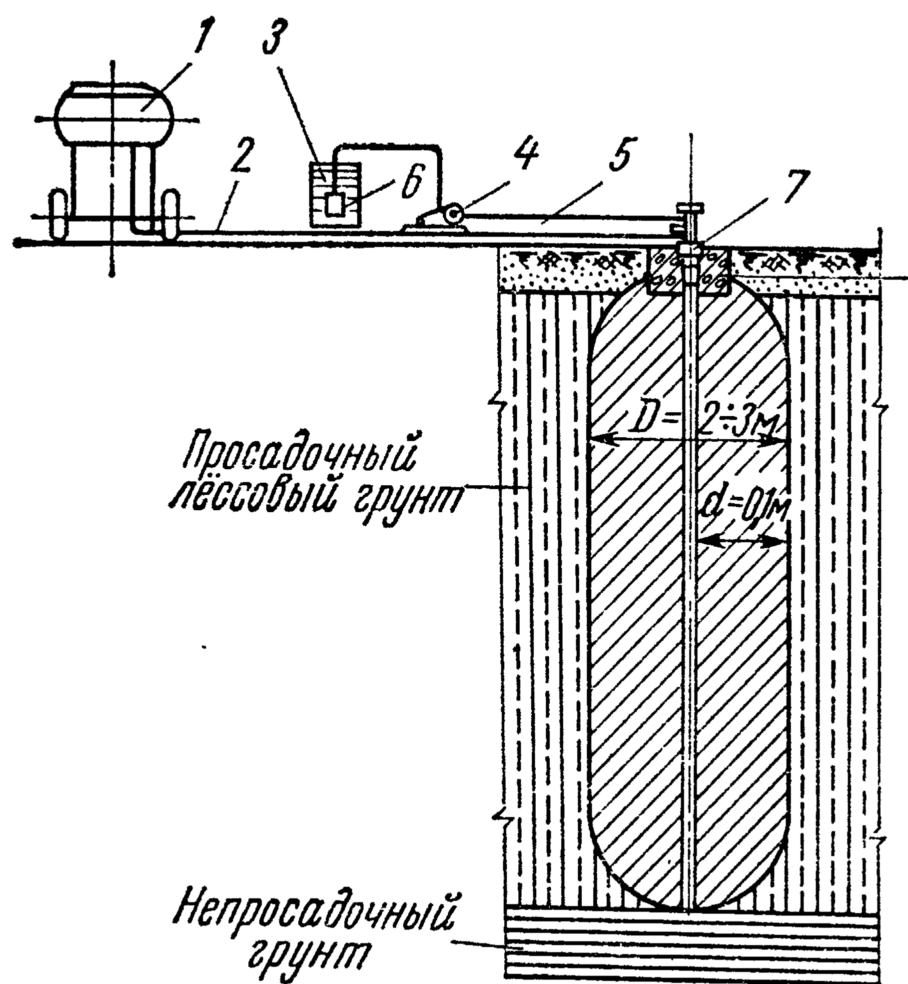


Рис. 201. Схема установки для термохимической обработки лёссовых грунтов:

1 — компрессор; *2* — трубопровод холодного воздуха; *3* — емкость для жидкого горючего; *4* — насос; *5* — трубопровод для горючего; *6* — фильтр; *7* — форсунка

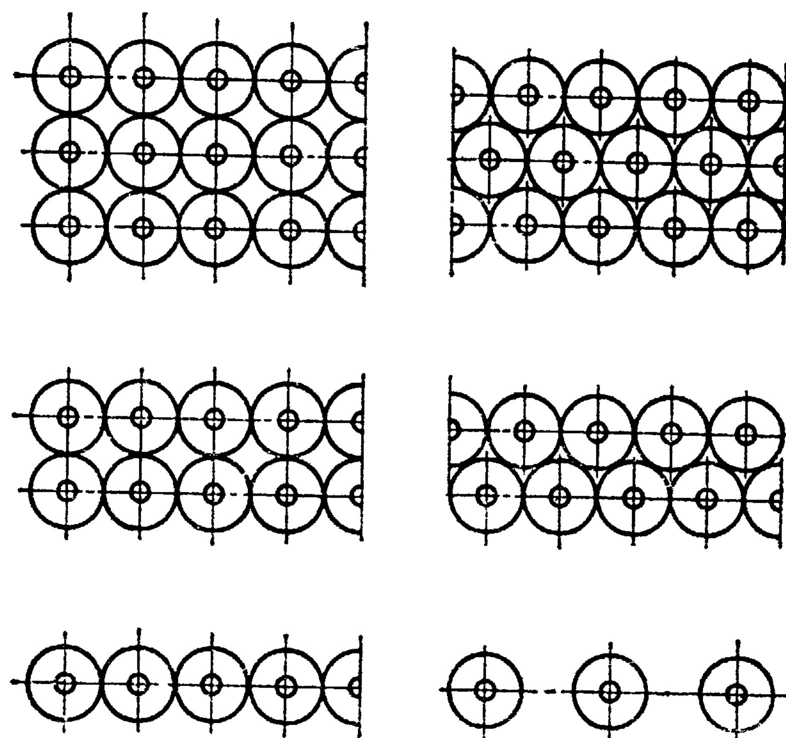


Рис. 202. Размещение скважин в плане

Нормативное давление термически укрепленного грунта можно принимать в пределах 4—6 $кГ/см^2$ с модулем деформации до 200—300 $кГ/см^2$.

Ввиду большой стоимости этот метод пока еще на нашел широкого применения в строительстве.

Электросиликатизация грунтов основана на проникновении в грунт под давлением раствора жидкого стекла и постоянного электрического тока при коэффициенте фильтрации $<0{,}1$ *м/сутки*. При этом в грунте происходят электрохимические реакции, в результате которых получаются нерастворимые соединения и цементация грунтового скелета. Расстояние между электродами в этом случае берется равным от 0,4 до 0,6 *м*. Закрепленный грунт имеет прочность до 13 $кГ/см^2$.

Метод кольматации заключается в введении в грунт через инъекторы глинистого материала в виде суспензии в количестве 8—10% от веса грунта. Монтмориллонитовые глинистые материалы, проникая с водой в микропоры, покрывают частицы грунта тончайшей пленкой, склеивают пылеватые и мелкопесчаные частицы между собой. Макропоры лёссового грунта при кольматации также заполняются глинистым материалом частично или полностью. При этом лёссовый грунт приобретает свойства обычного глинистого непросадочного грунта.

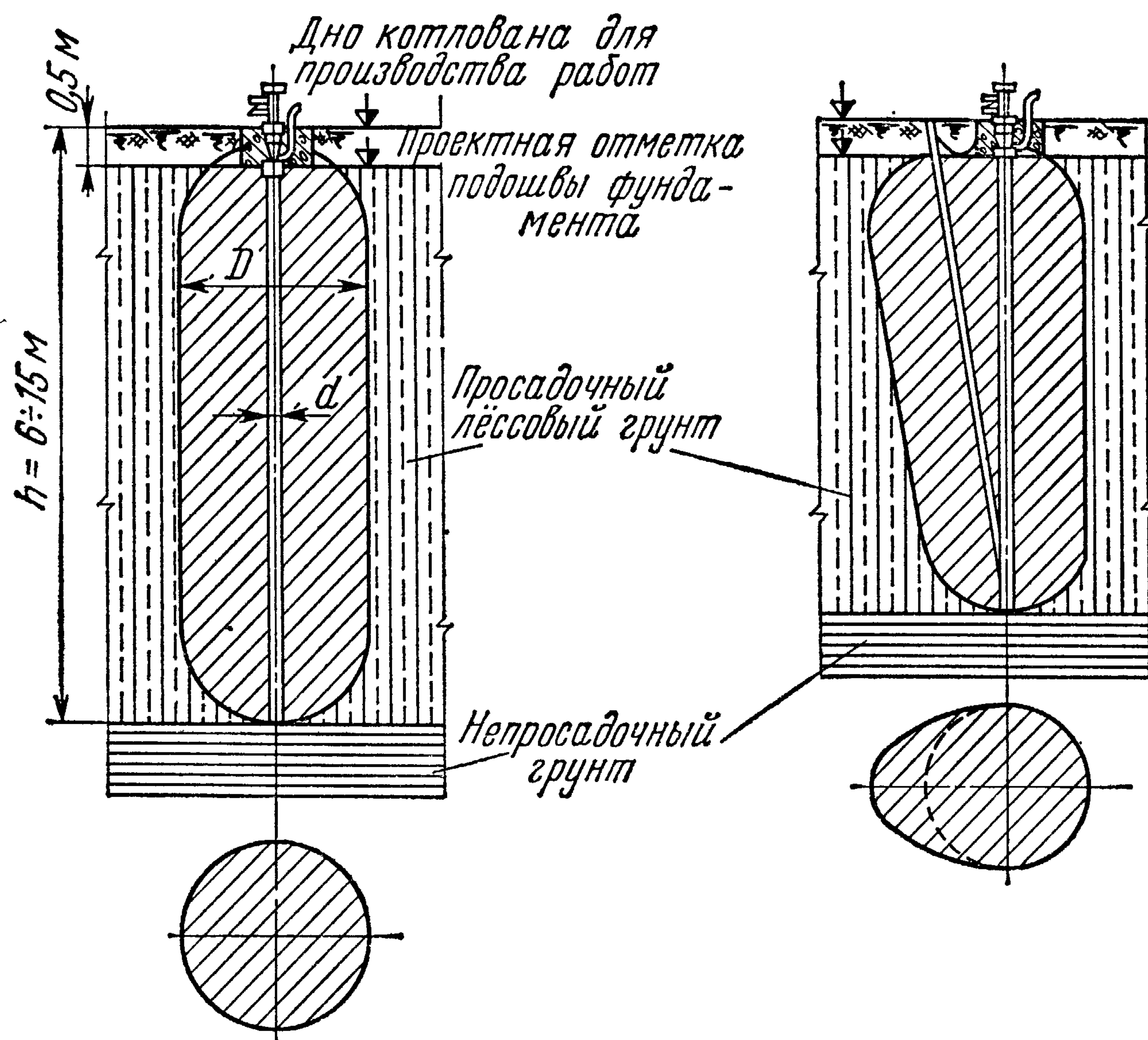


Рис. 203. Пример термического укрепления грунтов

Уплотнение лёссовых грунтов может проводиться в строительстве предварительным замачиванием грунтов, которое в некоторых случаях может оказаться эффективнее других методов. Предварительное замачивание производится через дренирующий слой и скважины-шпуры.

§ 2. Расчет оснований на просадочных грунтах

Как уже говорилось ранее, расчет оснований из просадочных грунтов производится по деформациям и по устойчивости.

Вертикальные деформации оснований зданий или сооружений делятся на осадки-деформации, вызванные действием нагрузки, и просадки-деформации, вызванные действием случайного последующего замачивания.

Расчет оснований по осадкам-деформациям для лёссовых макропористых грунтов проводится по тем же правилам, что и для обычных грунтов. Просадки оснований характеризуются:

а) абсолютной величиной просадки отдельных фундаментов;

б) разностью просадки двух соседних фундаментов, отнесенной к расстоянию между ними, перекосом или креном, если разность просадки отнесена к ширине или длине отдельного фундамента или пространственного жесткого сооружения;

в) относительным прогибом, т. е. отношением стрелы прогиба в точке наибольшей просадки к длине просевшей части здания.

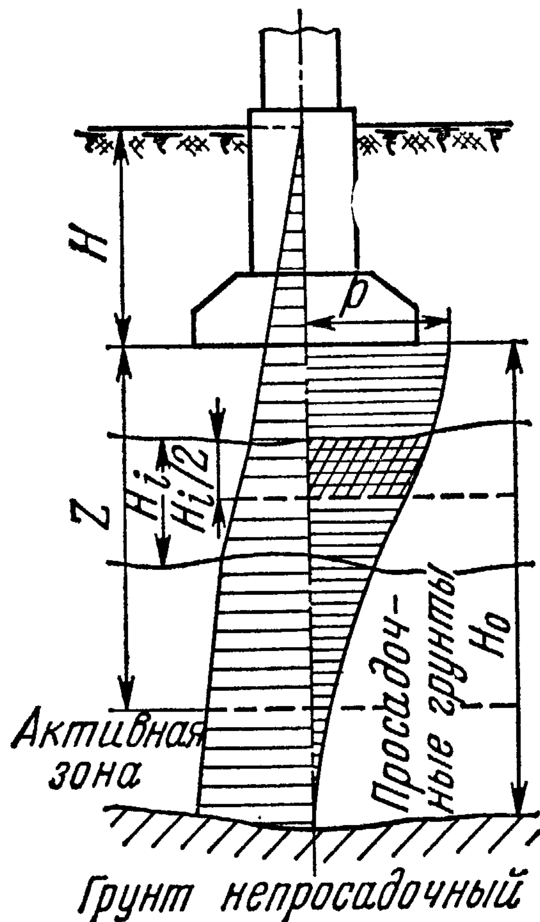


Рис. 204. Расчетная схема на просадочность грунтов

Задачей расчета оснований по деформациям от возможной величины просадки является установление предельных величин деформаций надземных конструкций при их расчете на раскрытие трещин или появление местных повреждений, не нарушающих пригодности конструкции при эксплуатации. В этом случае расчет производится по величине возможной разности просадки двух соседних фундаментов или некоторой части фундамента.

За возможную разность просадки двух соседних фундаментов принимается 1/20 расчетной величины просадки при $L=6$ *м* и 1/10 при $L>6$ *м*, где L — расстояние между осями фундаментов или между краями фундаментов.

Возможная величина просадки основания зданий и сооружений определяется по формуле

$$\Delta_{\text{кр}} = \sum_{1}^{n} \delta_{\text{пр.}\,i} H_i m, \tag{217}$$

где $\delta_{\text{пр.}\,i}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта в пределах основания, при давлении p_i, равном сумме природного давления и давления от фундамента сооружения в середине рассматриваемого слоя;

H_i — толщина того же элементарного слоя (рис. 204);

n — число обжимаемых слоев;

m — коэффициент условий работы, равный от 1,5 до 2,0.

Расчет будет удовлетворять требованиям обеспечения пригодности здания к эксплуатации в том случае, если предельные деформации, вызванные разностью просадки, не превышают величин, приведенных в табл. 49.

Таблица 49

Вид предельной деформации	Величина деформации
Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов	0,004
Поперечный уклон мостовых кранов на шариковых подшипниках	0,003
Крен сплошных и кольцевых фундаментов	0,01

Доц. В. А. Зурнаджи [42] рассмотрел совместную деформацию стены, фундамента и основания, имеющего две переменные характеристики — коэффициент постели и отношение между остаточными и упругими деформациями, и дал приближенный расчет по деформациям.

По исследованиям проф. А. К. Ларионова, деформации просадки будут протекать во времени по-разному в зависимости от агрегатов, содержащихся в просадочном грунте,— неводостойких, водостойких и водопрочных.

Различают три стадии просадки:

а) провальная, когда разрушаются неводостойкие агрегаты;

б) замедленная, когда разрушаются водостойкие и водопрочные агрегаты;

в) суффозионная, наступающая при значительном напоре и скорости движения воды в грунте.

В. А. Зурнаджи считает, что условие расчета на прочность просадочного основания должно быть следующим:

$$\Delta_р = \Delta m_0 \Delta_{прос} \leqslant f_{пр},$$

где $\Delta_р$ — величина расчетной деформации;

Δ — расчетная осадка (сжатие от нагрузки);

$\Delta_{прос}$ — просадка от замачивания водой;

m_0 — безразмерный коэффициент;

$f_{пр}$ — предельная деформация сооружения, возведенного на просадочном грунте.

Значение коэффициента m_0 можно найти из произведения

$$m_0 = m_1 m_2 m_3 m_4,$$

где m_1 — коэффициент достоверности определения просадочности грунтов, равный 0,8—1,0;

m_2 — коэффициент, характеризующий обеспеченность полного замачивания всей просадочной толщи основания, равный 0,8—1,0;

m_3 — коэффициент, учитывающий наличие условий замачивания основания в зависимости от источников замачивания,

принимаемый от 0,4 до 1,0 (в зависимости от группы сооружений);

m_4 — коэффициент, учитывающий капитальность сооружения (его категорию), равный 0,6—1,0.

По величине Δ_p можно решать вопрос о целесообразности приспособления сооружения к просадкам оснований или устройства искусственного основания.

Кроме этого необходимо определить неравномерность осадок под сооружением по уравнению

$$f_0 = 1{,}3 \cdot 10^{-6} \frac{l}{h} \Delta_p,$$

где f_0 — величина неравномерности осадки;

l — длина стены или ее изгибаемой части;

h — высота стены и фундамента.

Порядок расчета по деформации сводится к следующему.

По найденным значениям расчетных деформаций и $\frac{l}{h}$ по табл. 50 определяется неравномерность осадки и в зависимости от нее — категория мероприятий.

После того как будет известна категория мероприятий, нужно установить конкретное мероприятие в соответствии с группой сооружений (табл. 51).

Таблица 50

Δ_p в *мм* / $\frac{l}{h}$	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
	Специальные мероприятия не требуются					Требуется усиление сооружения или улучшение основания			Требуется коренное укрепление грунтов или фундаментов глубокого заложения	
1,0	065	130	195	260	325	390	455	520	585	650
1,5	098	195	292	390	485	585	685	775	875	975
2,0	130	260	390	520	650	780	910	1,040	1,170	1,300
2,5	162	325	487	650	815	975	1,140	1,300	1,460	1,620
3,0	195	390	585	780	975	1,170	1,365	1,560	1,755	1,950
3,5	227	455	620	910	1,140	1,360	1,590	1,820	2,050	2,270
4,0	260	520	780	1,040	1,300	1,560	1,820	2,080	2,340	2,600
4,5	294	585	880	1,070	1,460	1,760	2,050	2,340	2,740	2,930
5,0	325	650	975	1,300	1,625	1,950	2,275	2,600	2,925	3,250
5,5	356	715	1,070	1,415	1,780	2,140	2,500	2,850	3,210	3,560
6,0	390	780	1,170	1,560	1,950	2,390	2,730	3,120	3,510	3,900

Примечание. В начале каждого табличного значения величины неравномерности должно быть поставлено число 0,000.

Таблица 51

Группа	Характеристика сооружения
А	Одноэтажные жилые и сельскохозяйственные здания и постройки в сельской местности при слаборазвитой сети водопроводов
Б	Двух- и трехэтажные жилые и общественные здания в районных центрах, пригородах, поселках, промышленные здания со слабо развитой сетью водопроводов
В	Многоэтажные жилые и общественные здания в крупных городах, а также одноэтажные и многоэтажные промышленные здания с несущими стенами с относительно густой сетью водопроводов
Г	Сооружения металлургической промышленности с мокрым технологическим процессом и большим расходом воды
Д	Оросительные каналы, сооружения на каналах, мосты и другие аналогичные сооружения

Таблица 52

Мощность просадочного грунта H, *м*	Группа сооружения	Величина неравномерности осадки f_0	Рекомендуемое мероприятие	Примечание
3—10	А	0,0006—0,001	Трамбование	Одноэтажные здания в сельской местности
3—6	В	0,0006—0,001	Трамбование	Двухэтажные здания
3—10	В	0,001—0,0027	Армирование стен	
6—15	А	0,0006—0,0027	Трамбование или армирование стен	
6—15	В	0,0006—0,0027	Армирование стен или железобетонные пояса	
3—6	В	0,006—0,001	То же	Здания до 4 этажей
6—10	В	0,0006—0,0027	»	Здания до 6 этажей
6—10	В	0,0006—0,001	Железобетонные пояса и осадочные швы	Здания более 6 этажей

Мощность просадочного грунта H, *м*	Группа сооружения	Величина неравномерности осадки f_0	Рекомендуемое мероприятие	Примечание
10—15	В	0,001 —0,0027	Трамбование, железобетонные пояса и осадочные швы	Здания более 6 этажей
10—15	В	0,001—0,0027	Проектируются элементы для подъема просевших конструкций	Для некоторых одноэтажных промышленных зданий

Рекомендуются следующие способы укрепления грунтов в зависимости от группы сооружения:

а) для групп В и Г при мощности просадочного грунта $H = 10 \div 12$ *м* и $W = 8 \div 12\%$ целесообразно термическое укрепление грунта;

б) для группы Г при $W > 12\%$, $H = 10 \div 12$ *м* и $K_ф = 0,5 \div 2$ *м/сутки* целесообразно применять силикатизацию грунтов, если это экономически обосновано;

в) для групп сооружений Г и Д при любых характеристиках грунтов и $H = 10 \div 12$ *м* целесообразно назначать фундаменты глубокого заложения в виде новых конструкций большой грузоподъемности или в виде опускных колодцев;

г) для других групп рекомендуется назначать мероприятия по усилению сооружений и улучшению грунтов согласно табл. 52.

Глава 3

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

В ряде районов СССР можно наблюдать явления сейсмического характера, вызываемые землетрясениями.

Силы, возникающие при землетрясениях (сейсмические силы), в той или иной степени разрушают грунты основания, фундамент и иногда все здание.

Комплекс мероприятий для создания более устойчивых от землетрясений зданий и сооружений носит название *антисейсмических*. Эти мероприятия должны выполняться в соответствии с действующими нормами и инструкциями [80] и базироваться на следующих основных принципах:

1) компоновка зданий и сооружений и расстановка их отдельных конструктивных элементов должны иметь равномерное распределение масс и жесткостей, облегченные собственные веса и низко расположенный центр тяжести элементов;

2) несущие нагрузку конструктивные элементы должны быть равнопрочны и не иметь слабых узлов;

3) у железобетонных и металлических конструктивных элементов необходимо предусматривать образование в узлах пластических шарниров;

4) сборные конструкции должны быть замоноличены;

5) сейсмостойкость зданий должна обеспечиваться рациональным проектированием и качественным выполнением строительных работ.

Для оценки силы землетрясения и для правильного назначения антисейсмических мероприятий в зданиях и сооружениях в строительной практике СССР пользуются шкалой землетрясений, по которой можно определить их силу в пределах от 6 до 9 баллов (землетрясения с силой до 5 баллов существенного значения для строительства не имеют и согласно нормам не учитываются).

Здания и сооружения под действием глубинных продольных, поперечных и поверхностных волн, развивающихся во время землетрясений, приходят в движение, следуя колебаниям земной коры. В процессе этих колебаний в зданиях и сооружениях развиваются инерционные и импульсивные силы, которые равны произведению массы вовлеченного в движение тела на ускорение этого движения.

Если периоды собственных колебаний здания или его отдельных частей близки к периодам сейсмических колебаний, то при условии постоянства этих периодов будет иметь место резонанс с последующим разрушением здания.

Наибольшая степень разрушения происходит при неблагоприятных грунтах, насыщенных водой (гравийных, песчаных и глинистых); при недостаточно заглубленных фундаментах, а также при малом сечении несущих стоек.

Одним из важнейших условий устойчивости зданий в сейсмических районах является возведение их на прочном фундаменте. В этом случае лучше применять сплошной монолитный фундамент в виде железобетонной плиты или монолитные железобетонные ленточные фундаменты.

Как показывает практика, характер разрушений однотипных зданий в одном и том же месте зависит от местных геологических и гидрогеологических условий. Поэтому сама горная порода и характер ее залегания являются весьма важным фактором, который необходимо учитывать при возведении сооружений в сейсмических районах.

Малопригодными для строительства считаются участки, подверженные обвалам и оползням, имеющие геологические деформации, занятые болотами, озерами и рыхлыми грунтами, насыщенными водой, крутые косогоры, за исключением участков со скальными породами.

По воздействию сейсмических сил на сооружения и назначению необходимых строительных мероприятий сейсмические районы делятся на три группы: районы с балльностью 6 и менее; районы с балльностью 7—8 и районы с балльностью > 9.

Кроме балльности района, в соответствии с действующими нормами и правилами строительства в сейсмических районах устанавливается категория промышленных и гражданских зданий и сооружений, а также расчетная сейсмичность (табл. 53).

Таблица 53

Характеристика зданий и сооружений	Расчетная сейсмичность при сейсмичности района в баллах		
	7	8	9
Монументальные здания (театры, дворцы, санатории и т. п.)	8	9	—
Одноэтажные производственные здания с числом работающих до 50 человек	7	7	8
Одноэтажные здания: административные, торговые, коммунальные, жилые	7	7	8
Здания, разрушения которых не связаны с гибелью людей, а также временные постройки	Без учета сейсмических воздействий		
Все другие здания и сооружения	7	8	9

При отношении высоты сооружения H к меньшему поперечному размеру D или b, равному 2 *м* и более, они должны рассчитываться на опрокидывание с учетом сейсмических сил (рис. 205).

При 6 баллах и менее сооружения на сейсмические силы не рассчитываются, но для них принимается ряд конструктивных мероприятий согласно действующим СНиПам.

Сейсмическими силами являются:

а) силы инерции (длиннопериодных колебаний), которые учитываются при расчете на прочность и устойчивость, как для целых зданий и сооружений, так и для отдельных их частей;

б) импульсивные силы, т. е. силы, предшествующие силам инерции длиннопериодных колебаний, учитываемые при расчете жестких соединений, связывающих отдельные части зданий и сооружений.

Силы инерции длиннопериодных колебаний принимаются как правило действующими горизонтально по направлению продольной и поперечной осей, и учитываются раздельно; точка приложения их находится в центре тяжести сооружения O (см. рис. 205).

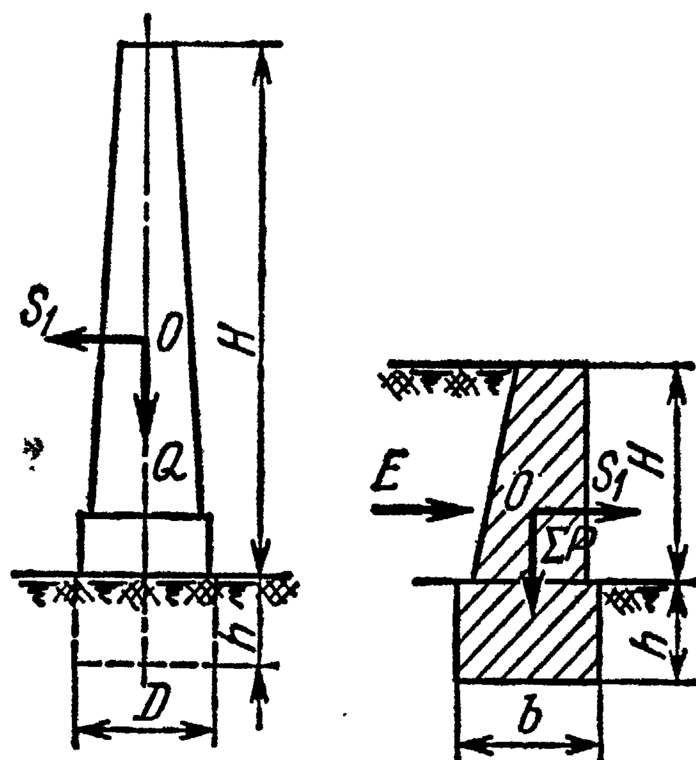


Рис. 205. Точка приложения и направление силы инерции

Величина силы инерции, соответствующая какому-либо одному тону свободных колебаний сооружения, определяется по формуле

$$S_1 = K_{c_1} Q \beta \eta_к, \qquad (218)$$

где K_{c_1} — коэффициент сейсмичности, принимаемый в зависимости от расчетной сейсмичности: 7 баллов — 0,025; 8 баллов— 0,05; 9 баллов — 0,1. При расчете на действие сейсмических сил разгружающее влияние сил трения не учитывается;

Q — нагрузка, вызывающая инерционную силу (собственный вес элементов здания или сооружения, полезная нагрузка на перекрытиях, собственный вес кранов, нагрузки от снега и т. п. с коэффициентом перегрузки); Q принимается сосредоточенной в одной точке;

β — коэффициент динамичности, зависящий от периода свободных колебаний сооружения, принимаемый не менее 0,6 и не более 3,0;

$\eta_к$ — коэффициент, зависящий от формы деформаций сооружения при его свободных колебаниях и от места расположения груза; $\eta_к$ определяется формулой, приведенной в СНиПе.

Произведение коэффициентов $\beta\eta_к$ может быть:

а) для каркасных зданий высотой до пяти этажей —1—3, 8;

б) для крупнопанельных четырех- и пятиэтажных зданий — от 1,5 до 3,8;

в) при расчете возвышающихся над зданием башен, парапетов и т. п.— 5;

г) для балконов, козырьков и т. п.— 4.

Расчет ведется в предположении статического действия сил инерции. Приложение этих сил принимается в соответствии с распределением нагрузок в наиболее невыгодном положении для рассчитываемого элемента конструкции.

При расчете подпорных стенок и стен подвальных помещений учитываются горизонтальные сейсмические силы от веса самой стены и веса земли, лежащей на уступах стены.

Коэффициент устойчивости на опрокидывание и скольжение не должен быть менее 1,1. Угол трения боковых плоскостей кладки по грунту принимается равным нулю.

Импульсивные силы принимаются направленными так, чтобы они вызывали срез или растяжение анкерных соединений.

Величина этих сил определяется по формуле

$$S_2 = K_{c_2} Q \beta \eta_к, \qquad (219)$$

где K_{c_2} — сейсмический коэффициент, принимаемый в зависимости от расчетной сейсмичности: 7 баллов — 0,125; 8 баллов — 0,25; 9 баллов — 0,5;

Q — весовая нагрузка, вызывающая при сейсмических толчках инерционную силу, срезающую или растягивающую анкерные соединения.

На основе опытных наблюдений за разрушениями зданий сделан следующий вывод: разрушение сооружений, расположенных на одинаковых по своим свойствам грунтах, происходит лишь в том случае, когда скорость колебания грунта превосходит величину скорости, характерную для данного типа сооружений.

Поэтому именно скорость колебаний частиц грунта является важнейшей характеристикой разрушительной способности землетрясений.

Однако лишь одна величина скорости колебаний сооружений будет недостаточна для суждения о степени ее опасности для сооружения, так как эффект разрушения, очевидно, будет зависеть не только от интенсивности колебаний, но и от свойств самого сооружения.

Точный учет всех свойств, влияющих на сопротивляемость (сейсмостойкость) сооружения колебаниям, чрезвычайно затруднителен.

При приближенной оценке возможных разрушений надлежит из числа всех факторов, определяющих сейсмичность, выбрать лишь наиболее существенные. Характеристика сейсмостойкости сооружения должна учитывать важнейшие свойства конструкций и материалов сооружений. Этим свойствам соответствуют собственные или свободные колебания сооружения.

Собственные колебания совершаются с определенным периодом T_0, величина которого зависит от жесткости конструкции и распределения в ней масс.

Периоды собственных колебаний могут быть вычислены в том случае, если известны конструкция и качество материалов сооружений.

Приблизительные данные T_0 для некоторых сооружений приведены в табл. 54.

Таблица 54

Тип сооружения	Период T_0, *сек*
Здания кирпичные в 1—2 этажа	0,25—0,35
» » в 3—4 этажа	0,35—0,45
железобетонные в 2—3 этажа	0,35—0,5
» » в 4—7 этажей	0,5—0,7
Каркасно-стальные здания в 2—4 этажа	0,3—0,4
» » » в 5—9 этажей	0,4—1,2
Здания деревянные в 1—2 этажа	0,4—0,5
» » в 3—4 этажа	0,5—0,7

В зависимости от величины T изменяется интенсивность колебаний сооружения.

Если период колебаний грунта T будет малым по сравнению с T_0, сооружение практически остается неподвижным. Приближение T к T_0 дает увеличение колебаний сооружения и при $T=T_0$ достигает максимального значения.

Таким образом, значение периода собственных колебаний T_0 позволяет заранее предсказать величину смещений сооружения под действием колебаний грунта.

В зданиях, имеющих большую длину, площадь или сложное очертание, намечаются антисейсмические швы, разделяющие его, включая и фундамент, на отсеки (рис. 206).

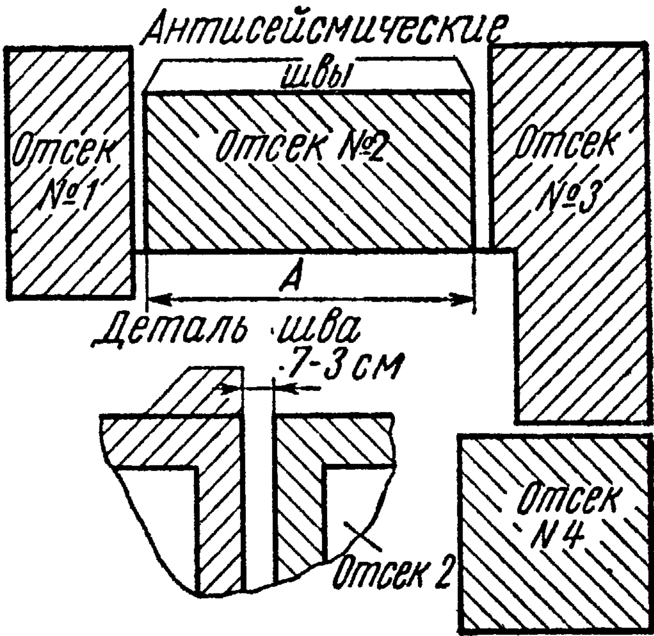


Рис. 206. Расположение антисейсмических швов в здании

Ширина шва назначается по конструктивным соображениям, но должна быть не менее 3 *см*.

Антисейсмические швы в зданиях осуществляются устройством парных стен, жестких рам или парных контрфорсов.

В зданиях с каменными стенами и стенами из крупных блоков необходимо устраивать антисейсмические пояса преимущественно из железобетона.

Общие принципы, на которых основано проектирование фундаментов в сейсмических районах, вытекают из характера сейсмических явлений. Наличие добавочных сил инерции при землетрясениях заставляет применять ленточные и сплошные фундаменты, так как столбчатые не являются достаточно устойчивыми. Допускается применение сборных фундаментов и стен подвалов из крупных блоков с перевязкой кладки по каждому ряду не менее 1/3 высоты блока.

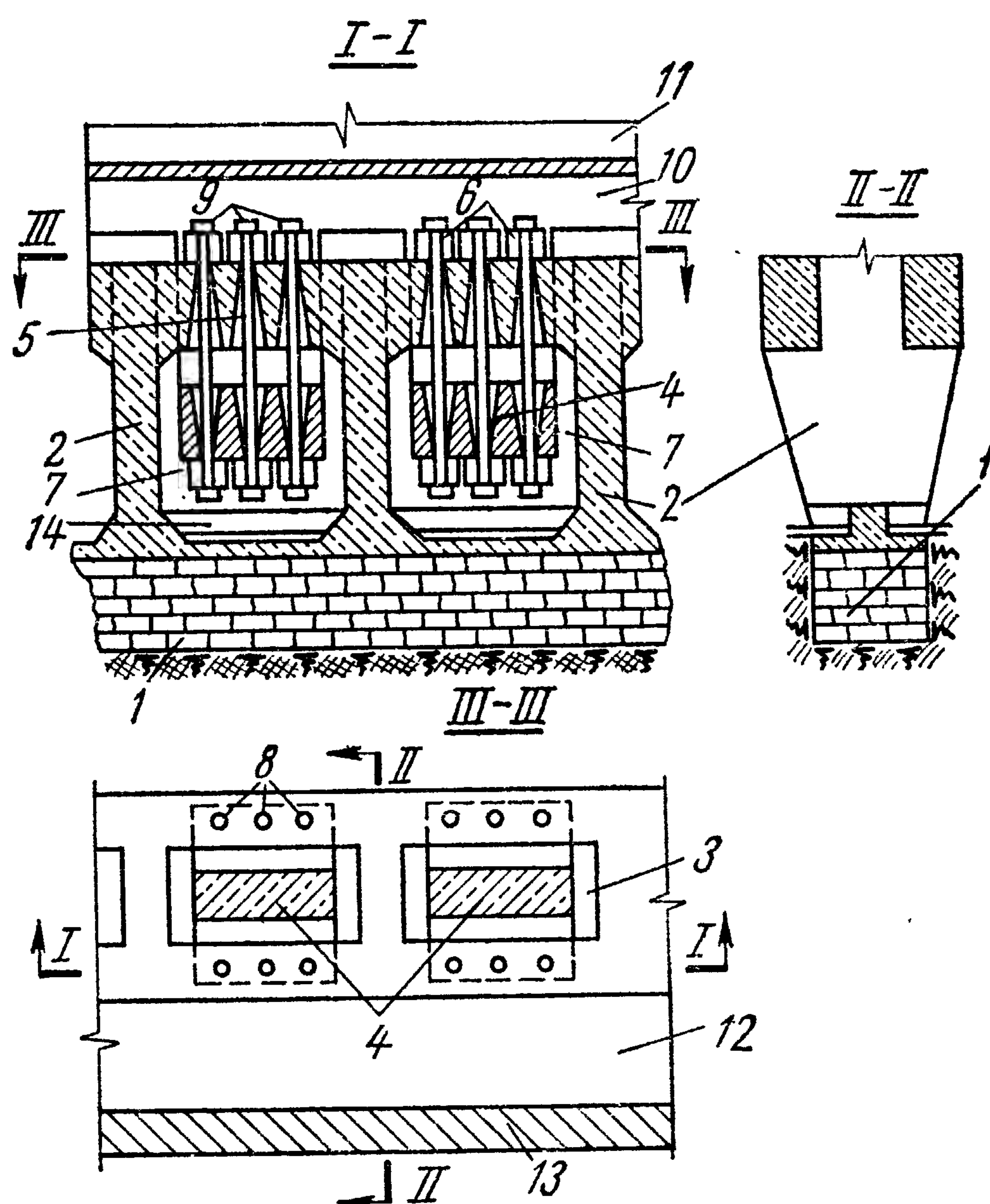


Рис. 207. Антисейсмический фундамент на амортизаторах:

1 — ленточный фундамент; *2* — железобетонный пояс; *3* — вертикальный проем в железобетонном поясе; *4* — железобетонный подвесной стул; *5* — стальные стержни (подвески); *6* — цилиндрические стальные рессоры; *7* — зазоры между поясом и стулом; *8* — конусообразные отверстия; *9* — гайки; *10* — железобетонная рандбалка; *11* — стена; *12* — галерея; *13* — подпорная кирпичная стена; *14* — горизонтальный проем в железобетонном поясе

При малосжимаемых грунтах в зданиях с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов поверху сборных фундаментных подушек укладывается арматура из четырех продольных стержней ⌀ 8—10 *мм*, связанных поперечными стержнями ⌀ 6 *мм* через 30—40 *см*.

Фундаменты должны опираться на плотные породы мощностью более 3 *м*.

Глубины заложения фундаментов принимаются такими же, как и для несейсмических районов.

В пределах отсека фундаменты должны, как правило, закладываться на одном уровне.

В случае заложения фундаментов смежных отсеков в каменных зданиях на разных отметках, а также при устройстве подвалов под частью площади отсека переход от более углубленной части к менее углубленной должен осуществляться уступами; при этом фундаменты сложных примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 *м* от шва. Уступы должны быть не круче 1 : 2 при высоте их не более 50 *см*.

В зданиях, возводимых на слабых грунтах, отдельные фундаменты под колонны при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов должны быть соединены между собой связями.

Для кладки фундаментов применяются растворы марок не ниже 10 и для сборных конструкций — не ниже 25.

Это требование не распространяется на случаи, когда отдельные участки надземной кладки вследствие высоких напряжений должны выполняться на растворах высоких марок.

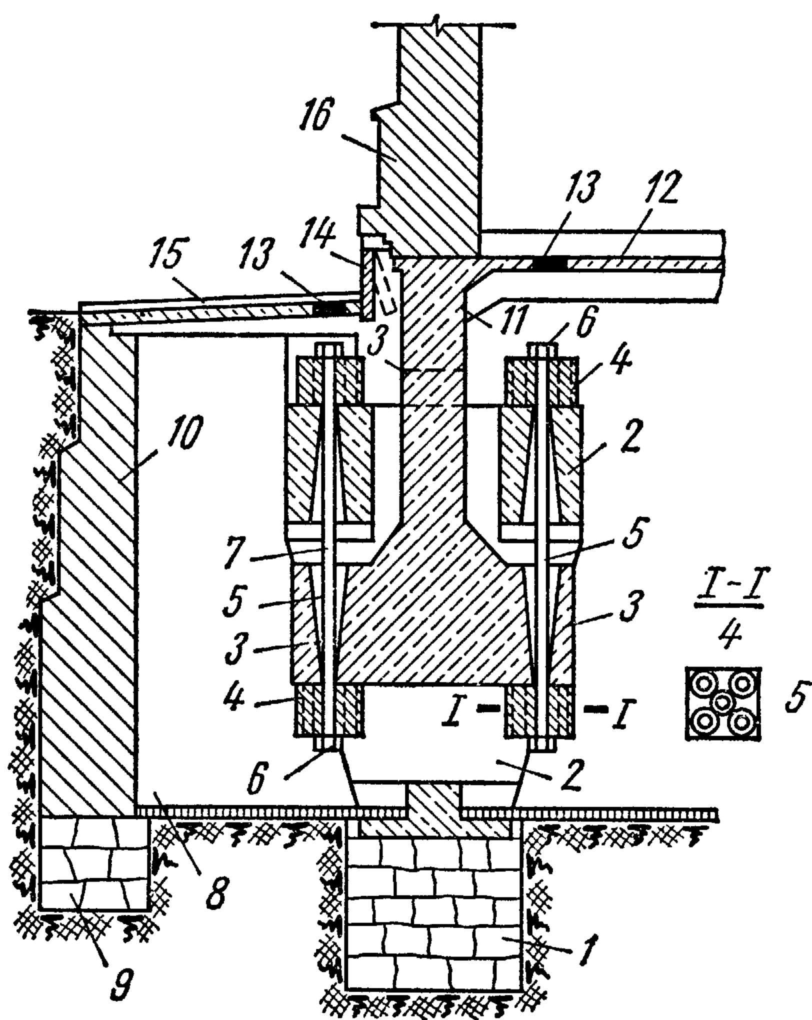


Рис. 208. Поперечный разрез сейсмоамортизатора:

1 — ленточный фундамент; *2* — железобетонный пояс; *3* — железобетонный подвесной стул; *4* — цилиндрические пружины; *5* — стальной стержень (подвеска); *6* — гайка; *7* — зазоры между поясом и стулом; *8* — галерея; *9* — фундамент; *10* — подпорная стена; *11* — рандбалка; *12* — подвальное перекрытие; *13* — отверстие для смены подвесок; *14* — цокольная плита; *15* — тротуарная плита; *16* — стена

Необходимо конструкцию фундамента в антисейсмических сооружениях выполнять так, чтобы она органически входила в общую конструктивную схему здания. С этой целью необходимо применять конструкции антисейсмических фундаментов (рис. 207, 208).

Следует учесть, что противостоять сейсмическим воздействиям нужно не избыточной затратой строительных материалов, а соблюдением принципов сейсмостойкого строительства.

Глава 4

СТРОИТЕЛЬСТВО НА ИЛОВАТЫХ И ПЛЫВУННЫХ ГРУНТАХ

Илами называются глинисто-коллоидные грунты, образовавшиеся в начальной стадии своего формирования в виде структурного осадка в воде при участии гидробиологических процессов, имеющие влажность большую, чем влажность на границе их текучести и коэффициент пористости больше единицы ($\varepsilon > 1$).

Органо-минеральные коллоиды как основная часть илистых грунтов очень чувствительны к электролитам, обладают способностью к обратимости набухания и коагуляции, а при постоянном действии электротока в них происходят явления электроосмоса и электрофореза.

Коллоидные частицы окружены толстыми водными оболочками осмотически связанной воды, объем которой может превышать объем самих минеральных частиц. Илистые отло́жения чаще всего имеют губчатую структуру.

Илы делятся на современные (менее уплотненные) и древние (более уплотненные). Они могут быть пресноводными и морскими. Последние при расслоении становятся весьма неустойчивыми, подвергаются оползневым явлениям, превращаясь в плывунные грунты.

Проф. А. Ф. Лебедев разделил плывуны на две категории:

1) истинные плывуны, у которых проявление плывунных свойств зависит не только от гидрогеологического режима, но и от структурных признаков грунта (наличие ультраколлоидов и т. д.);

2) псевдоплывуны, представляющие собой обыкновенные тонкозернистые пески или другие виды грунтов, у которых появление плывунных свойств зависит от гидрогеологического режима.

Говоря о категориях плывунов, нужно помнить, что истинные плывуны — это свойство некоторых тиксотропных грунтов, а псевдоплывуны — это состояние для многих грунтов.

Признаками, указывающими на склонность грунта переходить в плывунное состояние, являются высокая пористость (43—45%) и механический состав, в котором две преобладающие фракции резко отличаются по величине диаметра частиц ($d_1 : d_2 > 20$).

Иловато-плывунным грунтам присуще тиксотропное преобразование, т. е. разжижение при действии внешней нагрузки на грунт с нарушением структурных связей и превращение их в первоначальное структурообразование после прекращения этого воздействия.

Структурные связи в илах начинают разрушаться при незначительных внешних нагрузках, и при определенной величине внешнего давления их разрушение начинает происходить лавинно с резким снижением прочности грунта. После лавинного разрушения связей механические свойства илистых грунтов меняются. Коэффициент сжимаемости резко меняется и находится в криволинейной зависимости от величины внешнего давления.

Если внешняя нагрузка не разрушает лавинно-структурные связи, то илы рассматриваются как грунты, обладающие только силой сцепления, и предельная нагрузка для них определяется по формуле:

а) для ленточных фундаментов

$$p_{пр} = 5,14c_{дл} + \gamma_W h_ф;$$

б) для квадратного в плане фундамента

$$p_{пр} = 5,71c_{дл} + \gamma_W h_ф,$$

где $c_{дл}$ — величина длительного сцепления или боковая пригрузка, которую можно определить по формуле

$$c_{дл} \approx p_c \operatorname{tg} \varphi,$$

где p_c — нагрузка, при которой начинается лавинное разрушение структурных связей (определяется по компрессионной кривой).

Принимая логарифмическое очертание компрессионной кривой и учитывая нелинейность зависимости коэффициента пористости илов от величины внешнего давления, можно определить осадку отдельных слоев илов по формуле

$$S = h_0 \frac{1}{B} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right),$$

где B и p_0 — параметры компрессионной кривой;

p — величина внешнего давления;

h_0 — приведенная толщина слоя илистого грунта, равная

$$h_0 = \frac{h_н}{1 + \varepsilon_н};$$

$h_н$ и $\varepsilon_н$ — начальные толщина и коэффициент пористости грунта.

Вся осадка фундамента на илах определяется по методу элементарного суммирования осадок всех слоев грунта.

Все эти особенности илистых грунтов и их плывунного состояния, а также незначительная несущая способность и устойчивость в большой степени осложняют проектирование сооружений на них и затрудняют откопку котлованов и кладку фундаментов. Так как несущая способность илистых грунтов очень мала (от 0,5 до 1,5 *кГ/см²*), то чаще всего строительство зданий и сооружений на илах проектируется с устройством искусственного основания.

В СССР канд. техн. наук Д. Е. Польшин и за рубежом Барбери предложили сооружать здания и сооружения на илах с помощью устройства песчаных подушек. Искусственное основание, устраиваемое на илах в виде каменной наброски и из крупного гравийного песка, может тонуть в илистых отложениях, поэтому песчаную подушку надо устраивать из мелкого чистого и однородного песка с крупностью частиц 0,2—0,4 *мм*.

Толщина подушки может быть от 2 до 5 *м* в зависимости от веса сооружения, а ее ширина должна выходить за пределы очертания сооружения с целью предотвращения выпирания грунта из-под песчаной подушки.

При устройстве подушки большое значение имеет способ производства работ. Песок целесообразно подавать гидронамывом. После намыва песчаной подушки происходит консолидация илистого грунта под собственным весом песка.

Для ускорения консолидации песок должен быть чистым, чтобы выдавливаемая из него вода имела свободный выход сквозь тело подушки, и мелким, чтобы движение воды не могло увлечь за собой частицы илистого грунта сквозь отверстия в песчаной массе.

Процесс консолидации может продолжаться в течение года и более, после чего илистый грунт преобретает надлежащие показатели пористости, влажности и сцепления, необходимые для сопротивления его выдавливанию под весом сооружения в зоны, не прикрытые песчаной подушкой. После этого приступают к возведению фундаментов сооружения на песчаной подушке.

Кроме песчаной подушки, на слабых, илистых и плывунных грунтах применяют другие типы искусственных оснований — сваи, силикатизация и др., а при разработке плывунных грунтов — замораживание грунта, осушение и ряд других мероприятий, укрепляющих плывун в откосе.

ЛИТЕРАТУРА

Учебники и учебные пособия

1. Березанцев В. Г. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты. Трансжелдориздат, 1961.

2. Васильев Б. Д. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1955.

3. Денисов О. Г. Естественные основания и расчет фундаментов промышленных и гражданских зданий, ч. 1 и 2. ОГИЗ, г. Куйбышев, 1961, 1962.

4. Ермолаев Н. Н. Механика грунтов. Основания и фундаменты. Изд. Ленинградской военно-воздушной инженерной академии, 1962.

5. Избаш Ю. В. Основания и фундаменты. Изд-во Харьковского университета, 1961.

6. Лалетин Н. В. Основания и фундаменты. Изд-во «Высшая школа», 1964.

7. Орнатский Н. В. Механика грунтов. Изд-во Московского университета, 1962.

8. Пешковский Л. М. Расчеты оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий. Росвузиздат, 1963.

9. Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. Росвузиздат, 1963.

10. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. Госстройиздат, 1958.

11. Цытович Н. А. и др. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1959.

12. Цытович Н. А. Механика грунтов. Госстройиздат, 1963.

13. Чаповский Е. Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. Госгеолтехиздат, 1958.

Монографии, брошюры, статьи, СНиП, инструкции, технические условия и др.

14. Абрамов С. К. и др. Дренаж промышленных площадок и городских территорий. Гос. изд-во литературы по архитектуре и строительству, 1954.

15. Аскалонов В. В. Силикатизация лёссовых грунтов. Госстройиздат, 1959.

16. АН СССР. Комитет по механике грунтов. Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. Изд-во АН СССР, 1957.

17. Абелев Ю. М., Крутов В. И. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах. Госстройиздат, 1962.

18. Березанцев В. Г. Расчет прочности оснований сооружений. Госстройиздат, 1960.

19. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. Гос. изд-во литературы по архитектуре и строительству, 1948.

20. Баркан Д. Д. Виброметод в строительстве. Госстройиздат, 1959.

21. Временные указания по осушению строительных котлованов в глинистых грунтах с применением иглофильтровой установки и постоянного электрического тока. Госстройиздат, 1958.

22. Временные технические условия и инструкции по исследованию грунтов оснований промышленных и гражданских зданий и сооружений. Госстройиздат, 1954.

23. Васильев Б. Д. Возведение капитальных зданий на сильно сжимаемых основаниях. Госстройиздат, 1952.

24. Гольдштейн Н. М. Механические свойства грунтов. Госстройиздат, 1952.

25. Голушкевич С. С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. Гостехиздат, 1949.

26. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. Госстройиздат, 1953.

27. Горелик С. М., Чухрова А. А. Новые установки для испытания грунтов. «Транспортное строительство», 1960, № 11.

28. Госкомитет Совета Министров СССР по делам строительства. Указания по применению сборных ленточных фундаментов. Госстройиздат, 1959.

29. Гуменский Б. М., Комаров Н. С. Вибробурение грунтов. Изд-во Мин. ком. хоз. РСФСР, 1959.

30. Годес Э. Г. Новые способы погружения опускных колодцев, 1963.

31. Госкомитет Совета Министров СССР по делам строительства. Инструкция по поверхностному уплотнению грунтов оснований зданий и промышленных сооружений тяжелыми трамбовками (СН 31—58). Госстройиздат, 1959.

32. Госкомитет Совета Министров СССР по делам строительства. Временные указания по проектированию и устройству свайных фундаментов из коротких забивных свай (СН 216—62). Госстройиздат, 1962.

33. Госкомитет Совета Министров СССР по делам строительства. Технические условия проектирования оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах (СН 91—60). Госстройиздат, 1960.

34. Голубков В. Н. Несущая способность свайных оснований. Машстройиздат, 1950.

35. Денисов Н. Я. О природе деформаций глинистых пород. Изд. Минречфлота СССР, 1951.

36. Захаренков М. М., Марчук А. И. Радиоактивные изотопы в исследованиях строительных качеств грунтов. Стройиздат, УССР, 1963.

37. Денисов О. Г. Определение физико-технических показателей грунтов для строительных целей. ОГИЗ. г. Куйбышев, 1957.

38. Денисов О. Г. Прибор для испытания грунтов статическими нагрузками в полевых условиях (Труды Куйбышевского инженерно-строительного института. Вып. IV, 1957 г.).

39. Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов. Госстройиздат, 1961.

40. Егоров К. Е. Вопросы теории и практики расчета оснований конечной толщины (Диссертация на соискание ученой степени докт. техн. наук). Госстройиздат, 1961.

41. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.

42. Зурнаджи В. А. Методы проектирования зданий и сооружений, возводимых на лёссовых просадочных грунтах. Изд. Ростовского инженерно-строительного института, 1958.

43. Инструкция по применению легких иглофильтровых установок для понижения грунтовой воды при производстве строительных работ. Госстройиздат, 1951.

44. Инструкция по проектированию и расчету виброизоляции машин с динамическими нагрузками и оборудования, чувствительного к вибрациям. Госстройиздат, 1956.

45. Инструкция по термическому укреплению просадочных макропористых (лёссовидных) грунтов. Госстройиздат, 1956.

46. Инструкция по глубинному уплотнению макропористых грунтов грунтовыми сваями для основания зданий и сооружений. Госстройиздат, 1950.

47. Инструкция по глубинному уплотнению слабых водонасыщенных грунтов песчаными сваями при устройстве оснований зданий и сооружений. Госстройиздат, 1956.

48. Романов Д. А. Новая область применения энергии камуфлетных взрывов в строительстве. Госстройиздат, 1959.

49. Инструкция по силикатизации грунтов. Госстройиздат, 1952.

50. Лапкин Г. И. Расчет осадок сооружений на оттаивающих грунтах по методу контактных давлений. Госстройиздат, 1957.

51. Кандауров И. И. Теория дискретного распределения вертикальных напряжений и деформаций сжатия в однородных и многослойных грунтовых основаниях военно-транспортных и других сооружений. Изд-во Военной Академии тыла и транспорта, 1959.

52. Киселев М. Ф. К расчету осадок фундаментов на оттаивающих грунтах-основаниях. Госстройиздат, 1957.

53. Кузнецов В. И. Упругое основание. Госстройиздат, 1952.

54. Куприянов Е. М. Уплотнение насыпных грунтов. Госстройиздат, 1950.

55. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств песчаных и глинистых грунтов. Госгеотехиздат, 1952.

56. Лалетин Н. В. О нелинейном характере осадки сооружений. Изд-во, ВИА, 1957.

57. Литвинов П. П. Рамно-панельные фундаменты в жилищно-гражданском строительстве, 1962.

58. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. Автотрансиздат, 1961.

59. Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов. Машстройиздат, 1949.

60. Мирский А. И. Горячая битумизация. Госстройиздат, 1962.

61. Николаев Б. А. Опыт проходки грунтов для сооружения фундаментов глубокого заложения Изд-во. 1963.

62. Николаев Б. А. Погружение свай с помощью электроосмоса. Госстройиздат, 1960.

63. НИИОСП при АСиА СССР. Искусственное закрепление грунтов. Сб. № 23. Госстройиздат, 1954.

64. НИИ по основаниям и фундаментам Министерства строительства предприятий машиностроения. Физика и механика грунтов. Сб. трудов № 13. Машстройиздат, 1949.

65. НИИОСП Госстроя СССР. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. Стройиздат, 1964.

66. НИИ-200. Руководство по проектированию и устройству гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений. Госстройиздат, 1960.

67. Указания по проектированию и устройству свайных фундаментов для жилых и общественных зданий из забивных коротких свай. Изд. института «Фундаментпроект», 1961.

68. Петренко Г. М. Шахтный способ устройства глубоких столбчатых фундаментов. Госстройиздат УССР, 1957.

69. Рубштейн А. Г. Электрический метод определения влажности и плотности грунтов. Вып. 22, изд. НИИМостстроя, 1959.

70. Романов Д. А. Опыт возведения опор на глубоком свайном основании. Госстройиздат, 1953.

71. Ривкин С. А., Коршунов Д. А., Френкель М. М. Сборные железобетонные фундаменты каркасных зданий. Госстройиздат УССР, 1962.

72. Русанов Г. А. К вопросу о динамическом методе определения сопротивления свай. Вып. 26. Изд. НИИМостстроя, 1959.

73. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. Изд. АН СССР, 1942.

74. Соколов Н. М. Руководство по изготовлению набивных бетонных частотрамбованных свай. Госстройиздат, 1956.

75. Самойлов Р. С. Метод исследования динамики влажности в почвогрунтах с применением радиоактивных изотопов. Изд. ВИА, 1963.
76. Сорочан Е. А. Сборные фундаменты промышленных и жилых зданий. Госстройиздат, 1962.
77. Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. Госстройиздат, 1963.
78. Сусов В. С. Новые экономические конструкции фундаментов жилых зданий. Госстройиздат, 1961.
79. СНиП II-Б. 5—62. Свайные фундаменты из забивных свай. Госстройиздат, 1963.
80. СНиП II-А. 12—62. Строительство в сейсмических районах. Госстройиздат, 1963.
81. СНиП II-Б. 1—62. Основания зданий и сооружений. СНиП II-Б. 2—62. Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. Госстройиздат, 1962.
82. Савинов О. А. Фундаменты под машины. Госстройиздат, 1955.
83. Семенов М. П. Задачи и методы инженерно-геологических исследований для промышленного строительства. Госстройиздат, 1957.
84. СНиП III-Б. 5—62. Стабилизация и искусственное закрепление грунтов. Госстройиздат, 1963.
85. СНиП III-Б. 6—62. Фундаменты и опоры из свай и оболочек. Шпунтовые ограждения. Госстройиздат, 1963.
86. СНиП III-Б. 7—62. Опускные колодцы и кессоны. Госстройиздат, 1963.
87. Технические условия проектирования фундаментов под машины с динамическими нагрузками (СН 18—58). Госстройиздат, 1958.
88. Технические указания по проектированию и устройству фундаментов опор мостов на винтовых сваях. Изд. Минтрансстроя СССР, 1955.
89. Технические условия на производство цементационных работ в строительстве. Изд. АК. Арх. УССР, 1955.
90. Указания по наблюдению за осадками фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений. Госстройиздат, 1955.
91. Хакимов Х. Р. Замораживание грунтов в строительных целях. Госстройиздат, 1962.
92. Черкасов И. И. Механические свойства грунтовых оснований. Автотрансиздат, 1958.
93. Госстрой СССР. Инструкция по проектированию. Признаки и нормы агрессивности воды-среды для железобетонных и бетонных конструкций (СН 249—63). Госстройиздат, 1963.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3
Введение 5

Раздел I. **Грунтоведение**

Глава 1. **Физические свойства грунтов** 11
Глава 2. **Классификация (номенклатура) грунтов** 25

Раздел II. **Механика грунтов**

Глава 1. **Механические характеристики грунтов** 28
§ 1. Механические показатели сжимаемости грунтов 28
§ 2. Механические показатели сопротивляемости грунтов сдвигу . 40
§ 3. Упругие свойства грунтов и характеристики упругости . . . 44
Глава 2. **Распределение напряжений в грунте под нагрузкой от сооружения** 49
§ 1. Напряжение в грунте непосредственно под подошвой фундамента 49
§ 2. Определение напряжений по подошве фундаментов с учетом пластических деформаций под краями фундамента 57
§ 3. Определение напряжений в грунте ниже подошвы фундамента 59
§ 4. Два вида давлений в грунте 73
Глава 3. **Теория предельного равновесия грунтов. Несущая способность и устойчивость основания** 77
§ 1. Понятие о несущей способности, предельном равновесии и устойчивости основания 77
§ 2. Определение предельной нагрузки на грунт 84
§ 3. Определение нормативного давления на грунт 92
§ 4. Определение устойчивости грунтов основания 94
§ 5. Проверка прочности подстилающего слоя 96
§ 6. Расчет устойчивости откосов и подпорных стен 98
Глава 4. **Деформации грунта под внешней нагрузкой** 114
§ 1. Природа деформаций грунтов 114
§ 2. Факторы, обусловливающие деформативность грунтов 116
§ 3. Определение осадки грунта при сжатии без возможности бокового расширения 119
§ 4. Определение осадки грунта по теории линейно-деформируемого полупространства 124
§ 5. Определение осадки методом эквивалентного слоя 128
§ 6. Определение осадки по методу проф. Н. В. Лалетина 130
§ 7. Определение осадки фундаментов с течением времени 132
§ 8. Определение крена фундамента 137
§ 9. Допускаемые предельные осадки по абсолютной величине и неравномерности 138

Раздел III. **Фундаменты**

Глава 1. **Принципы конструирования фундаментов при статических нагрузках** 141
§ 1. Разновидности фундаментов и их конструктивные элементы . . 142

§ 2. Принципы конструктивного выбора размеров подошвы фундаментов . . . 144
§ 3. Определение глубины заложения подошвы фундамента 144
Глава 2. **Фундаменты неглубокого заложения** . . . 149
§ 1. Ленточные фундаменты . . . 149
§ 2. Расчет фундаментных балок и плит на упругом основании . . . 162
§ 3. Отдельные (одиночные) фундаменты . . . 176
§ 4. Сплошные и смешанные фундаменты . . . 187
§ 5. Расчет фундаментных плит на упругом основании как гибких фундаментов . . . 191
§ 6. Гидроизоляция фундаментов и стен здания . . . 194
§ 7. Защита фундаментов от агрессивных вод . . . 198
Глава 3. **Некоторые вопросы производства работ по устройству естественных оснований и фундаментов** . . . 202
§ 1. Откопка котлованов и траншей на местности без поверхностных и грунтовых вод . . . 202
§ 2. Производство работ по откопке выемок с грунтовыми водами . 204
§ 3. Производство работ по откопке выемок на местности, покрытой поверхностной водой . . . 224
Глава 4. **Свайные фундаменты** . . . 226
§ 1. Виды свайных фундаментов . . . 226
§ 2. Конструкции и материал свай . . . 227
§ 3. Производство работ по забивке свай . . . 237
§ 4. Расчет несущей способности одиночных свай . . . 239
§ 5. Расчет свайного фундамента . . . 250
§ 6. Конструкция и расчет свайного ростверка . . . 257
Глава 5. **Фундаменты глубокого заложения** . . . 260
§ 1. Устройство опускных колодцев . . . 261
§ 2. Устройство кессонов . . . 273
Глава 6. **Фундаменты под машины с динамическими нагрузками** . . . 279
§ 1. Основные положения . . . 279
§ 2. Проектирование и расчет фундаментов при динамических нагрузках . . . 287
§ 3. Способы уменьшения вибраций сооружений, вызываемых работой машин . . . 294
Глава 7. **Укрепление оснований и исправление фундаментов** . . . 300

Раздел IV. **Искусственные основания**

Глава 1. **Искусственные подсыпки грунта** . . . 306
Глава 2. **Искусственное уплотнение грунтов** . . . 311
Глава 3. **Стабилизация и искусственное закрепление грунта** . . . 319

Раздел V. **Строительство зданий и сооружений в особых грунтовых условиях**

Глава 1. **Строительство в районах с вечномерзлыми грунтами** . . . 329
§ 1. Физико-технические свойства вечномерзлых грунтов . . . 330
§ 2. Методы строительства на вечномерзлых грунтах . . . 334
§ 3. Глубина заложения фундаментов и методы расчета . . . 341
Глава 2. **Строительство зданий и сооружений в районах с просадочными грунтами** . . . 347
§ 1. Определение просадочности грунтов и назначение строительных мероприятий . . . 347
§ 2. Расчет оснований на просадочных грунтах . . . 354
Глава 3. **Особенности проектирования и строительства зданий и сооружений в сейсмических районах** . . . 360
Глава 4. **Строительство на иловатых и плывунных грунтах** . . . 367
Литература . . . 370

ДЕНИСОВ ОРЕСТ ГРИГОРЬЕВИЧ

Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий (с элементами грунтоведения и механики грунтов)

Редактор *Бородина Н. Н.*
Художник *Абелин С. Г.*
Художественный редактор *Скворцова Т. М.*
Техн. редактор *Киселева Г. Г.*
Корректор *Кострикова Г. И.*

Т-15383. Сдано в набор 11/IX 1967 г. Подп. к печати 22/XII 1967 г. Формат $60 \times 90^1/_{16}$. Объем 23,5 печ. л. Уч.-изд. л. 21,86. Изд. № СТР-23. Тираж 40 000 экз. Цена 87 коп. Зак. № 1975.

Тематический план
издательства «Высшая школа»
(вузы и техникумы) на 1968 г. Позиция № 113

Москва, К-51, Неглинная ул., 29/14.
Издательство «Высшая школа»

Ордена Трудового Красного Знамени
Первая Образцовая типография
имени А. А. Жданова
Главполиграфпрома Комитета по печати
при Совете Министров СССР
Москва, Ж-54, Валовая, 28

О. Г. ДЕНИСОВ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ПРОМЫШЛЕННЫХ

И ГРАЖДАНСКИХ

ЗДАНИЙ